



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

COMPORTAMIENTO DE EXTREMOS RECORTADOS
DE TRABES DE CONCRETO PRESFORZADO

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
PRESENTA

JULIO MAXIMINO ARTEAGA ÁNGELES

DIRECTOR DE TESIS: **DR. ÓSCAR M. GONZÁLEZ CUEVAS**

MÉXICO, D. F.

AGOSTO DE 2008

ÍNDICE

Capítulo 1. Introducción	4
1.1 Antecedentes	4
1.2 Objetivos	4
1.3 Justificación	5
1.4 Aplicación	5
Capítulo 2. Resumen de estudios previos	6
2.1 Strength of Precast Prestressed Concrete Members with Dapped Ends	6
2.2 Design and Behavior of Dapped End Beams	9
2.3 Toward a Consistent Design of Structural Concrete	11
2.4 FIP Recommendations 1996	19
2.5 ACI Subcommittee 445-1 Strut and Tie Models (2002)	24
Capítulo 3. Comportamiento y fuerzas internas en extremos recortados	28
3.1 Ménsulas	29
3.2 Zonas de anclaje	33
3.2.1 Zona local	35
3.2.2 Zona general	36
3.2.3 Fuerzas de entallamiento	37
3.2.4 Fuerzas de aplastamiento	38
3.3 Influencia de la reacción	39
Capítulo 4. Métodos de diseño de extremos recortados	41
4.1 Método del PCI	41
4.2 Método del AASHTO	44
4.3 Método del Modelo de puntales y tensores de la FIP	45
4.4 Refuerzo en zona de anclajes de presfuerzo según PTI	47
Capítulo 5. Diseño del espécimen para ensaye	48
5.1 Descripción del espécimen	48
5.2 Refuerzo del espécimen	50
5.3 Construcción del espécimen	54
5.4 Instrumentación interna	55
5.5 Instrumentación externa	58
5.6 Fabricación	59

Capítulo 6. Ensaye del espécimen	61
6.1 Procedimiento de prueba	61
6.2 Captura de datos	61
6.3 Ensaye	62
6.4 Comportamiento	69
6.5 Registro de deformímetros	71
6.6 Puntales de concreto	74
6.7 Modo de falla del extremo NH	76
6.8 Modo de falla del extremo NI	78
6.9 Conclusiones	79
 Apéndice A	
Modelo de puntales y tensores del espécimen de prueba	82
 Apéndice B	
Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba	95
 Referencias	104

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

En las estructuras para puentes o en estructuras prefabricadas presforzadas de concreto, a menudo las traves principales de soporte, son recortadas en sus extremos, con el fin de darles estabilidad durante su montaje, así como de mantener un perfil continuo de la estructura por razones de estética (figura 1). Estos extremos son zonas donde se concentran fuerzas de gran magnitud como son la reacción de la estructura, las fuerzas debidas a la introducción del presfuerzo y las deformaciones impuestas en los apoyos por el flujo plástico y contracción del concreto y los cambios volumétricos por temperatura. Estas fuerzas tienen que ser resistidas en un espacio muy pequeño de la estructura por lo que los aceros de refuerzo que resultan son considerables.

No existe en la normatividad una metodología precisa para el diseño de estos elementos, por lo que los diseños existentes se han realizado siguiendo recomendaciones diversas sin que se tenga un diseño racional. Una manera más precisa de analizar estas zonas es por medio de un análisis de elemento finito, el cual resulta muy costoso en un diseño realizado por las empresas de diseño. Por lo tanto sería útil tener un método de diseño que se asemeje lo más posible al comportamiento real, pero que no sea tan elaborado. El método que se puede utilizar en estos casos sería el denominado de puntales y tensores.

En este trabajo se propone el diseño de los extremos recortados de traves presforzadas por medio de un modelo de “Puntales y Tensores”, el cual resulta en un diseño más racional y permite modelar los elementos resistentes de la estructura así como la introducción de las fuerzas generadas en esa zona.

1.2 OBJETIVOS

Los objetivos de la investigación son: investigar los efectos que causan la introducción de fuerzas de presfuerzo dentro de los extremos recortados de traves presforzadas (de tipo postensado), estudiar la aplicabilidad del método de puntales y tensores al diseño de los extremos recortados, proponer una metodología para el análisis y diseño de los extremos recortados en traves de concreto presforzado utilizando los modelos de puntales y tensores, calibrada con un modelo experimental y con un modelo de elemento finito.



Figura 1. Puente con traves de concreto presforzado con extremos recortados

1.3 JUSTIFICACIÓN

Las zonas de apoyo de las traves presforzadas con extremo recortado son lugares que requieren un diseño cuidadoso debido a que la falla de esta zona significa el colapso de la estructura o un agrietamiento generalizado en condiciones de servicio ante una deficiencia de refuerzo en el diseño. Por lo tanto un diseño racional, junto con un detallado adecuado de la colocación del refuerzo, redundará en un mejor comportamiento de estas zonas, tanto en condiciones de servicio como en condiciones de resistencia última.

1.4 APLICACIÓN

Las traves de concreto presforzadas con extremos recortados (ERT) son utilizadas principalmente en estructuras para puentes y en estructuras prefabricadas de grandes claros para naves industriales o en edificación.

CAPÍTULO 2. RESUMEN DE ESTUDIOS PREVIOS

En este capítulo se hace una recopilación de los estudios teóricos y ensayos experimentales realizados a extremos de traves de concreto reforzado y presforzado. También se hace un resumen de las publicaciones, de algunos códigos, asociaciones y de artículos que se consideraron relacionados con el tema de estudio y en donde se dan recomendaciones para el diseño y detallado del refuerzo en los extremos recortados de traves de concreto reforzado y presforzado.

2.1 “STRENGTH OF PRECAST PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS WITH DAPPED ENDS”

Mattock Alan H. and Teddy S. Theryo (1986).

PCI Specially Funded R&D Program, PCISFRAD No. 6.

DESCRIPCIÓN

Artículo de investigación patrocinado por el PCI Specially Funded Research and Development (PCISFRAD9 Program), en el cual se hace un ensaye experimental de vigas T pretensadas con diferentes arreglos de refuerzo, los cuales son los más utilizados por los prefabricadores en los Estados Unidos. Se ensayaron especímenes con 5 diferentes tipos de refuerzo (figura 2).

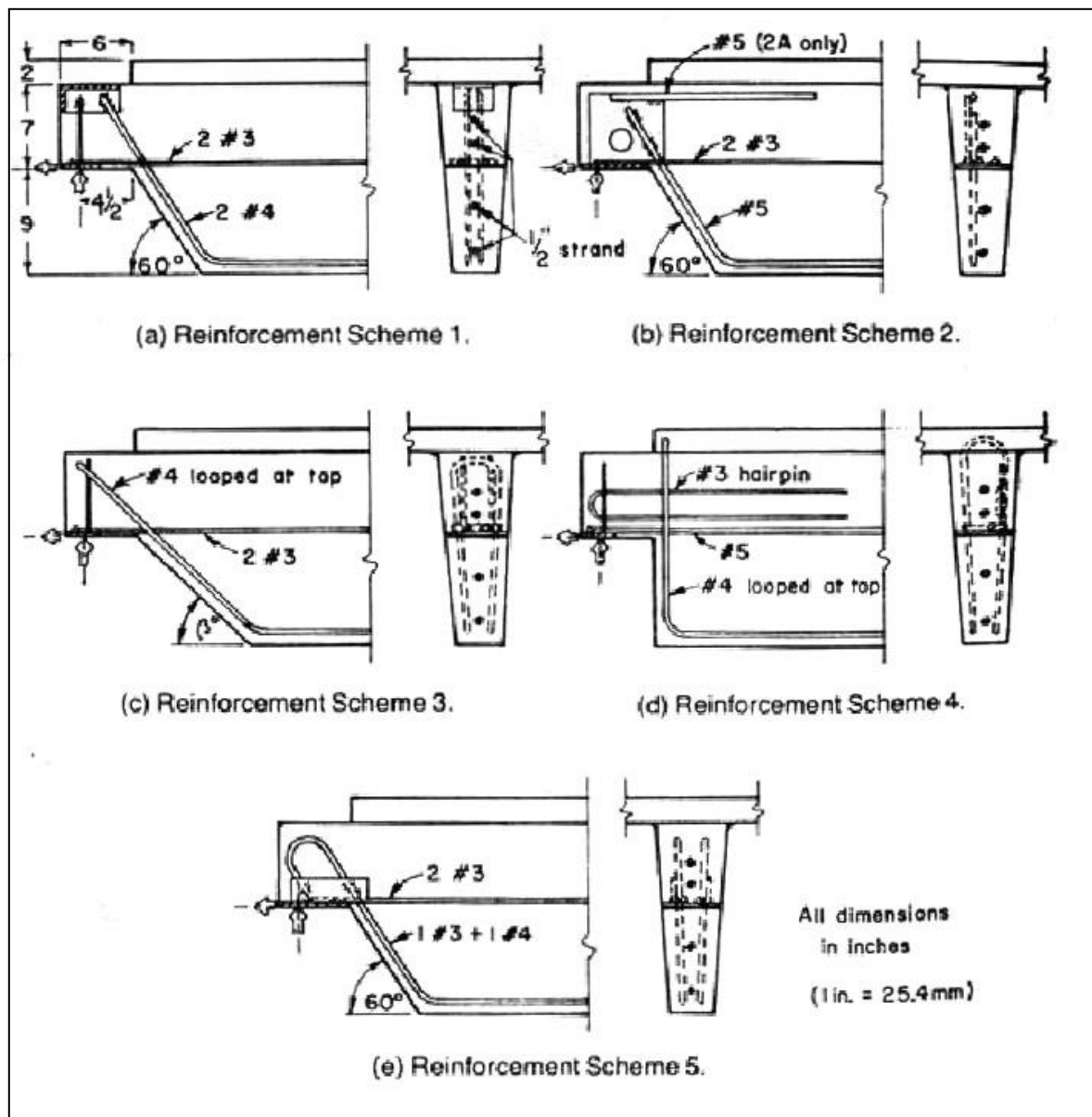


Figura 2. Esquemas de refuerzo utilizados, (Mattock y Theryo 1986).

DISEÑO

El diseño del refuerzo se hizo basándose en el manual del PCI (1985).

ARREGLO DEL REFUERZO

El arreglo del refuerzo consiste en 2 mecanismos que son:

- Refuerzo vertical para subir la carga hacia el apoyo en conjunto con un refuerzo horizontal que toma la tensión que se genera en el apoyo.
- Refuerzo inclinado para subir la carga al apoyo en conjunción con un refuerzo horizontal que tome la tensión que se genera en el apoyo.

MODELO EXPERIMENTAL

Viga T de 2.4 m de longitud con un peralte de 46 cm, con un recorte en el extremo a la mitad de la altura y con una distancia remetida de 15 cm aproximadamente (ver figura 3).

La viga fue pretensada con 4 torones de $\frac{1}{2}$ ", 2 en la parte superior y 2 en la parte inferior del extremo recortado (ver figura 3).

Solo un tipo de armado no tiene torones en la parte superior del extremo recortado (tipo C).

CARGAS

Especímenes sometidos a cargas de servicio y sobrecargas que van aumentando de manera moderada hasta la falla. Se utilizó un diseño con factores de carga y resistencia del reglamento ACI (1977) y con una carga en servicio de $0.53 V_n$ (resistencia nominal a cortante) y una carga en condiciones ultimas de $0.72 V_n$.

RESULTADOS

Todos los especímenes soportaron más allá de la carga de diseño, sólo algunos especímenes de los esquemas de refuerzo tipo 2, soportaron 86% de la carga de diseño. Los especímenes que no tenían presfuerzo en la parte superior del extremo recortado tuvieron mayor agrietamiento. Este presfuerzo fue considerado que se adhiere en una longitud de 91.5 cm. El esquema de refuerzo que mayor carga soportó fue el esquema 3.

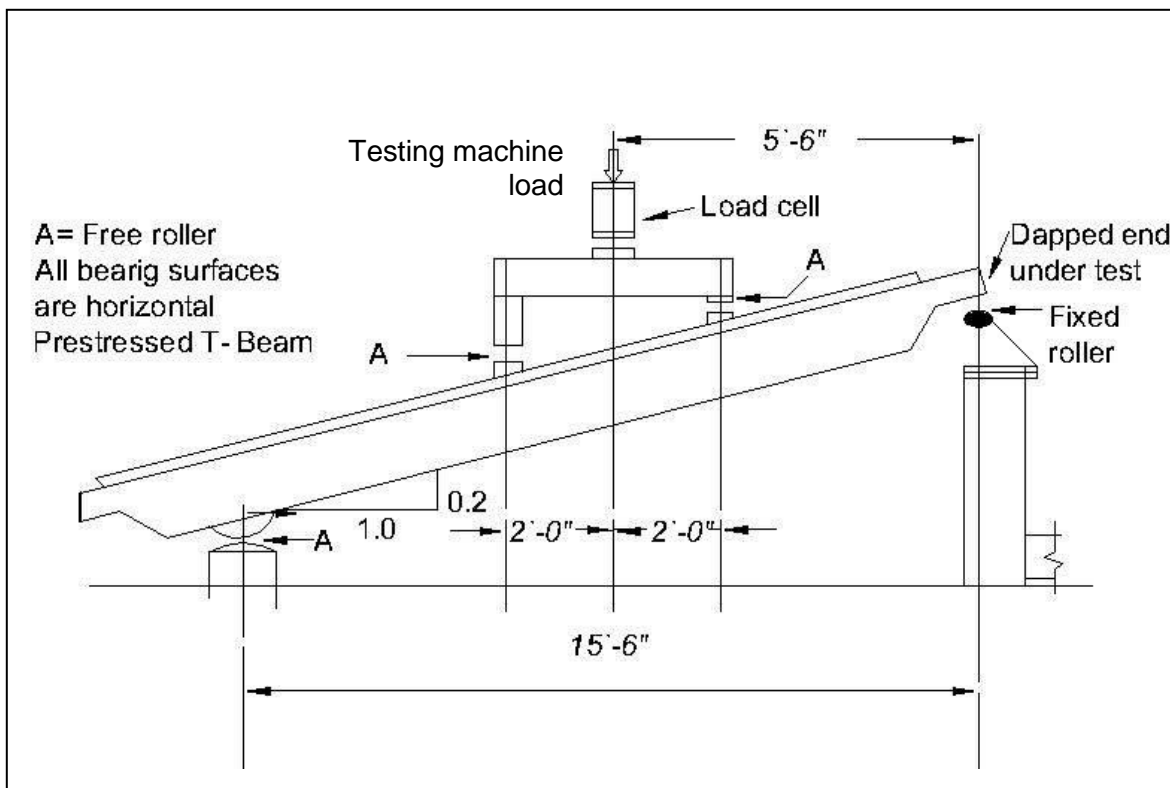


Figura 3. Modelo experimental, (Mattock 1986)

2.2 “DESIGN AND BEHAVIOR OF DAPPED END BEAMS”

Mattock Alan H. and Timothy C. Chan (1979).
PCI Journal / November-December.

DESCRIPCIÓN

Artículo de investigación patrocinado por el PCI Research Fellowship y revisado por el PCI Technical Activities Committee, en el cual se hace un ensaye experimental de vigas rectangulares de concreto reforzado, con extremos recortados, con un arreglo de refuerzo y variando las cantidades en cada uno de los especímenes. El refuerzo se calcula basado en un diseño que considera al extremo recortado como una ménsula.

MODELO EXPERIMENTAL

Viga de sección rectangular de 12.7cm x 61 cm y de 3.05 m de longitud con un peralte en el recorte de la mitad de la altura 30.5 cm, y con una longitud del recorte de 20 cm.

CARGAS

Especímenes sometidos a cargas de servicio y sobrecargas que van aumentando de manera moderada hasta la falla. Se utilizó un diseño con factores de carga y resistencia del reglamento ACI y con una carga en servicio de $0.245 V_n$ (resistencia nominal a cortante) y una carga en condiciones ultimas hasta la falla.

RESULTADOS

Las cargas de prueba fueron en la mayoría de los casos iguales o mayores a la resistencia calculada. El ancho de grietas en servicio fue satisfactorio para los requerimientos del ACI (1977). El cálculo de refuerzo y la resistencia a cortante como ménsula fue satisfactorio.

2.3 “TOWARD A CONSISTENT DESIGN OF STRUCTURAL CONCRETE”

Schlaich Jörg, Kurt Schäfer and Jennewein Mattias (1987).
PCI Journal / May-June 1987.

DESCRIPCIÓN

Artículo que presenta la más autorizada información en la formulación de un diseño consistente para estructuras de concreto reforzado y presforzado, utilizando el modelo de puntales y tensores.

Puntales y tensores

Para el diseño de estructuras de concreto se propone un modelo generalizado de la analogía de la armadura, de tal manera de aplicar ésta en

forma de un modelo de puntales y tensores para todas las partes de cualquier estructura.

Esta propuesta es justificada por el hecho que las estructuras de concreto reforzado soportan cargas a través de un conjunto de esfuerzos de campo a compresión (puntales) los cuales son distribuidos e interconectados por elementos a tensión denominados tensores. Los tensores pueden ser las varillas de refuerzo, cables de presfuerzo o esfuerzos de campo a tensión del concreto. Para propósitos analíticos el modelo de **puntales y tensores** condensa todos los esfuerzos que se generan en una estructura en miembros a tensión y compresión y los une por medio de nodos.

El artículo describe cómo los modelos de puntales y tensores pueden ser desarrollados siguiendo la ruta de las fuerzas que se generan a través de la estructura. Un diseño aproximado y consistente para una estructura es dado cuando sus miembros a tensión y compresión así como sus nodos son diseñados considerando seguridad y funcionalidad con criterios de diseño uniformes.

El concepto también incorpora lo que hoy en día es llamado el detallado y reemplaza los procedimientos empíricos y recetas basadas en la experiencia con métodos racionales de diseño.

Zonas de disturbio

En las estructuras existen dos zonas denominadas zonas B y zonas D. Las zonas B son aquellas en donde los esfuerzos dentro de la estructura son proporcionales a sus deformaciones (distribución lineal). Estas zonas pueden diseñarse de manera usual o pueden diseñarse con el modelo de una armadura.

Se define como zonas de disturbio tipo D aquellas donde la distribución de esfuerzos y deformaciones dentro de la estructura son no-lineales. Dentro de estas zonas se encuentran los extremos de las trabes presforzadas y las zonas de anclaje de los cables de presfuerzo, que son los temas de interés de esta tesis.

La dimensión de las zonas de disturbio, que es la zona hasta donde los esfuerzos son no lineales, en vigas se puede tomar como un peralte de la viga y en las zonas de anclaje como la menor dimensión de la placa del anclaje. (Ver figura 5).

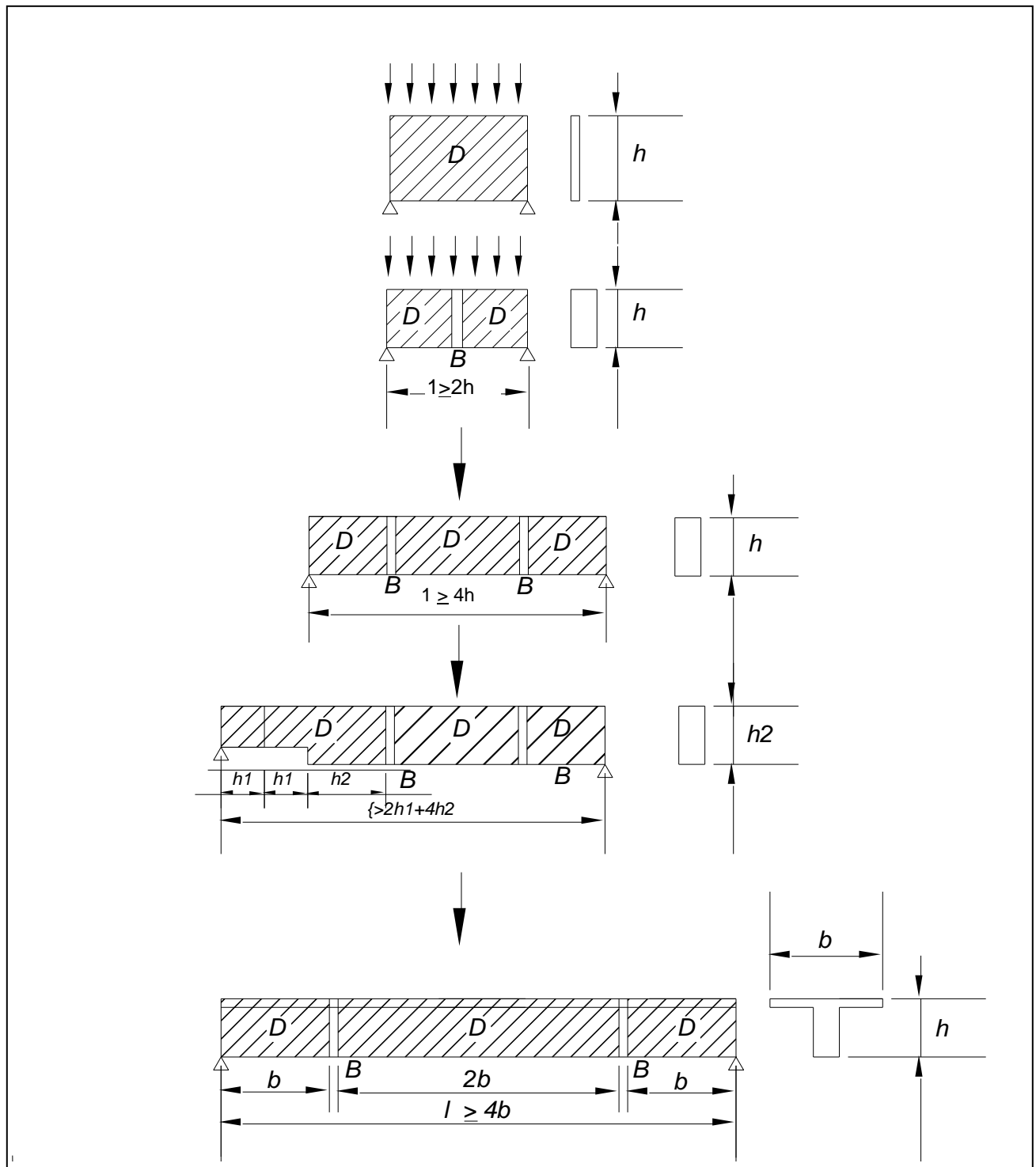


Figura 5. Ejemplos de zonas de disturbio (D) y zonas de comportamiento elástico tipo (B). (Schlaich et al 1987)

Modelado de zonas D.

Una vez que las zonas B y D han sido identificadas y acotadas por medio de un análisis general, se procede a cuantificar y dimensionar el flujo de fuerzas que existen dentro de las zonas D, así como las fuerzas aplicadas en la frontera de la misma.

Para el diseño de los puntales y tensores se puede seguir el siguiente procedimiento:

1. Desarrollo del modelo de puntales y tensores como se describe en el párrafo anterior, por medio del flujo de fuerzas. Los puntales y tensores condensan los esfuerzos de campo reales en líneas rectas y concentran la curvatura o desviación de dichos esfuerzos en los nodos.
2. Se calculan las fuerzas en cada uno de los puntales y tensores de tal manera que se satisfaga el equilibrio de fuerzas externas y esfuerzos internos.
3. Se dimensionan los puntales y tensores con sus fuerzas calculadas, teniendo en cuenta las limitaciones de agrietamiento.

Este procedimiento implica que la estructura se diseña de acuerdo al teorema plástico del límite inferior. Puesto que el concreto permite solo deformaciones plásticas limitadas, el sistema de puntales y tensores tiene que ser escogido de tal manera que las deformaciones límite (capacidad de rotación), no se excedan en ningún punto antes de que el estado de esfuerzos asumidos sea alcanzado en el resto de la estructura.

En regiones donde se presentan grandes esfuerzos, se cumplen los requerimientos de ductilidad si en el modelo de puntales y tensores, éstos tienen las dimensiones adecuadas y siguen la dirección de las fuerzas internas calculadas con la teoría de la elasticidad.

Este método de orientar el modelo de puntales y tensores a lo largo del flujo de las fuerzas indicado por la teoría de la elasticidad, tiene como principal ventaja de que el mismo modelo puede ser usado para verificar las cargas tanto en condiciones de servicio como para condiciones ultimas de carga.

El desarrollo de un modelo de puntales y tensores se facilita si se tienen los esfuerzos elásticos y la dirección de los esfuerzos principales. De esta manera los puntales y tensores se orientan siguiendo la dirección de los esfuerzos principales.

DIMENSIONAMIENTO DE PUNTALES Y TENSORES

El dimensionamiento no solo significa el ajustar las dimensiones de los puntales y calcular el refuerzo de los tensores, sino también asegurarse que la transferencia de las cargas entre ellos se logre en las zonas de intersección de los mismos denominadas nodos.

Existe una cercana relación entre el detallado de los nodos y la resistencia de los puntales que se apoyan y los tensores que se anclan en los mismos. Esto es debido a que la elección de las dimensiones del nodo y los tensores afectan el flujo de fuerzas dentro del conjunto. Esto nos lleva a que el modelo de puntales y tensores es un procedimiento iterativo en el que el modelo final es aquel que logra que exista un equilibrio de fuerzas entre los elementos y que los esfuerzos se limiten a ciertos valores prescritos para los nodos, puntales y tensores.

Para el dimensionamiento los nodos se han clasificado como:

Cc : Puntales de concreto a compresión

Tc : tensores en el concreto a tensión sin refuerzo

Ts : Tensores en tensión con refuerzo (acero de refuerzo o cables de presfuerzo)

Los nodos se clasifican de acuerdo a el tipo de puntales (C) y tensores (T) que convergen a dicho nodo y que son los siguientes (ver figura 6):

Nudo -CCC

Nudo- CCT

Nudo- CTT

Nudo- TTT

En este artículo se proponen como primera aproximación los siguientes valores de esfuerzos límite (f_{cd}^*) para el diseño y dimensionamiento de nodos y puntales (más adelante se verán los esfuerzos propuestos en los códigos actuales):

$f_{cd}^* = 1.0 f_{cd}$ para esfuerzos de compresión uniaxiales sin disturbio.

$f_{cd}^* = 0.80 f_{cd}$ para nodos con esfuerzos de tensión en la sección transversal del nodo.

$f_{cd}^* = 0.60 f_{cd}$ como el anterior pero con esfuerzos de tensión con dirección oblicua a la sección normal del nodo

$f_{cd}^* = 0.40 f_{cd}$ con esfuerzos de tensión con dirección oblicua a la sección normal del nodo, pero con un agrietamiento considerable.

En las expresiones anteriores $f_{cd} = 0.85 f'_c / \gamma$ es la resistencia de diseño a compresión del concreto (donde γ es un factor de seguridad de 1.5).

Y para los tensores se propone lo siguiente:

Concreto a tensión (T_c): normalmente se desprecia la resistencia a tensión del concreto pero un valor recomendado es de:

$$f_{ct} = f_{cd}/10$$

Tensores de refuerzo (T_s): usualmente se coloca refuerzo para resistir las fuerzas de tensión (tensores). El eje del acero de refuerzo deberá coincidir con el eje del tensor dentro del modelo. También se coloca acero de presfuerzo para tomar estas tensiones, pero como en los modelos de puntales y tensores las fuerzas de presfuerzo son tomadas como cargas externas, solo se considerara como resistente a las fuerzas de tensión internas el remanente que existe en el acero de presfuerzo (Δf_p), el cual es la diferencia entre el esfuerzo de fluencia del presfuerzo (f_{py}) menos el esfuerzo utilizado para anclar el presfuerzo considerando las perdidas del presfuerzo al momento de la revisión. Con lo anterior la fuerza de tensión resistente en los tensores es:

$$T_s = A_s f_{sy} + A_p \Delta f_p$$

Donde:

A_s = área de acero no presforzado

A_p = área de acero presforzado

f_{sy} = esfuerzo del acero a la fluencia del refuerzo no presforzado.

$\Delta f_p = f_{py} - f_{inicial}$.

Diferencia del valor del esfuerzo de fluencia del acero presforzado y el valor del esfuerzo efectivo del presfuerzo después de pérdidas.

Estos esfuerzos deberán reducirse por los factores de reducción de cada código.

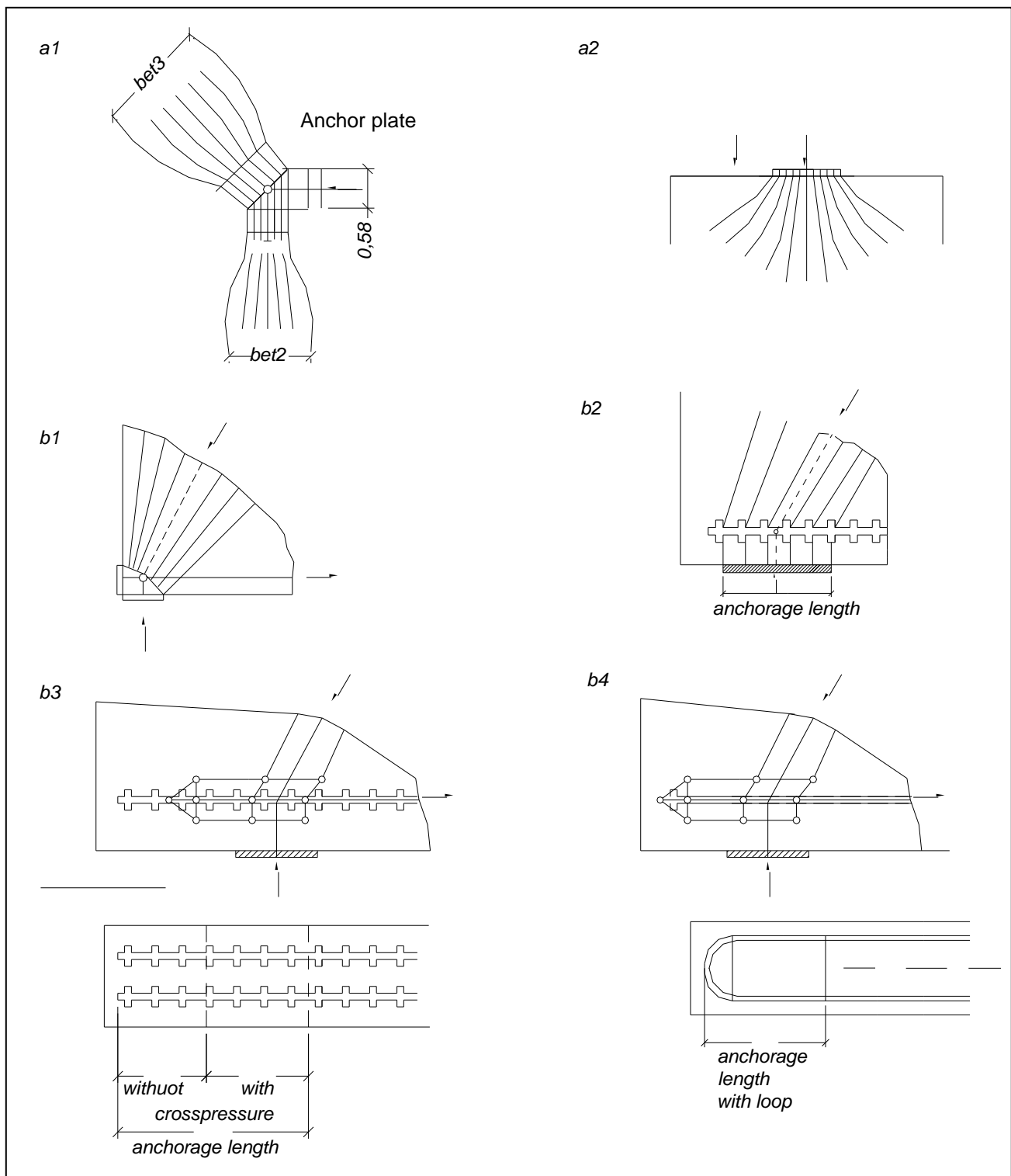


Figura 6. Ejemplos de nodos típicos: nodo CCC (a1), nodo forma botella (a2), nodo CCT con diferentes tipos de anclaje del tirante T (b1 a b4). (Schlaich et al 1987)

- - - Compresiones
 — Tensiones

VIGA CON EXTREMO RECORTADO

En el artículo que se está comentando se presenta un esquema (figura 7) del modelo de puntales y tensores para una viga con el extremo recortado, sin considerar presfuerzo, y se hacen los siguientes comentarios:

El modelo de puntales y tensores revela como la fuerza cortante generada en la viga es transmitida al apoyo por medio de un mecanismo en el cual se consideran tres tensores verticales T1, T2 y T3 los cuales son de igual magnitud, pero que se colocan de acuerdo a la geometría del recorte.

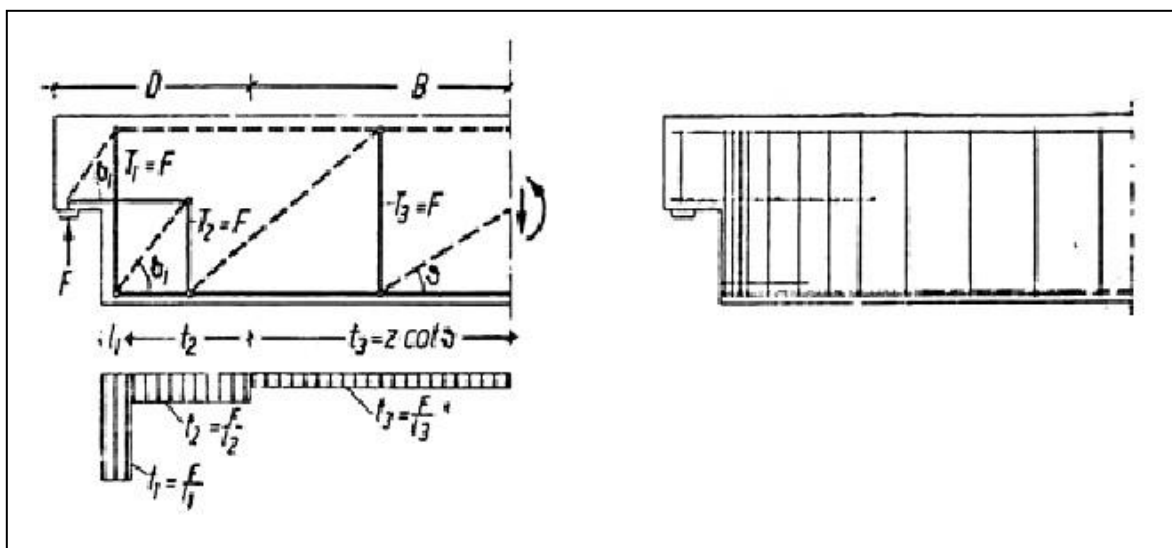


Figura 7. Modelo de puntales y tensores de extremo recortado sin presfuerzo. (Schlaich et al 1987)

El tensor T1 es un refuerzo que se coloca muy cercano a la cara vertical de la zona del recorte y en una longitud l_1 muy pequeña de tal manera de reducir el ancho de la grieta que se forma en la esquina reentrante del recorte de la viga.

El tensor T2 se forma porque la fuerza de tensión horizontal que se genera en el apoyo, se toma con un refuerzo horizontal, que necesita anclarse por medio de un puntal de compresión inclinado y el tensor vertical T2. Este refuerzo se coloca en una longitud l_2

El tensor T3 es el generado por la transmisión de la fuerza cortante del modelo general de la viga (zona B).

Si como es usual en este tipo de vigas, se tiene una fuerza horizontal en el apoyo, ésta aumentará la fuerza T2 y por ende la fuerza en los tensores T1 y T3

2.4 FIP RECOMMENDATIONS 1999.

Practical Design of Structural Concrete, FIP Congress Ámsterdam, May 1999.

Federation Internationale de la Precontrainte, Published by Telford London, 1999.

El Comité 3 de la FIP presenta estas recomendaciones sobre el diseño práctico de las estructuras de concreto reforzado y presforzado. Incluye el diseño de miembros y el detallado por medio del modelo de puntales y tensores.

Se dan los esfuerzos permisibles en puntales, tensores y nodos basados en los coeficientes de reducción, resistencia y en los factores de carga utilizados en el código europeo para diseño del concreto (CEB).

Resistencia de Puntales

Las recomendaciones de la FIP dan el área transversal requerida (A_c) para un puntal solicitado a una fuerza factorizada F_u y una resistencia efectiva del concreto f_{cdeff} :

$$A_c = F_u / f_{cdeff}$$

La resistencia efectiva del concreto f_{cdeff} es calculada con la menor de las dos siguientes expresiones:

$$f_{cdeff} = v_1 f_{lcd}$$

ó

$$f_{cdeff} = v_2 f_{lcd}$$

donde $f_{lcd} = \alpha f_{ck} / \gamma$

f_{ck} = resistencia nominal del concreto a los 28 días

α = coeficiente que toma en cuenta una resistencia uniaxial y que tiene un valor de 1 para condiciones de servicio (SLS) y de 0.85 para condiciones últimas (ULS).

γ = Factor de seguridad de 1 para SLS y 1.5 para ULS.

El factor v_1 solo es utilizado en zonas de compresión de vigas o columnas axialmente cargadas en las que se asume que son esfuerzos uniformes iguales a $f_{cdeff} = v_1 f_{cd}$, por lo tanto este factor no se aplica en puntales.

El factor aplicable es v_2 y se da un resumen de los valores recomendados por la FIP para diferentes condiciones de esfuerzos para los puntales en la tabla 1.

Tabla 1: Valores recomendados de v_2 por FIP

Condiciones de carga de Puntal	Valores de v_2
Puntales en los cuales el área del puntal en la zona media del mismo, es igual al área en la zona del nodo	1.0
Puntales con grietas paralelas al puntal con refuerzo transversal	0.8
Puntales que transfieren compresión a través de grietas con un ancho normal de grietas (almas de vigas)	0.6
Puntales que transfieren compresión a través de un agrietamiento mayor (miembros en tensión o patines de vigas en tensión)	0.45

Tensores

La resistencia de los tensores esta dada por la siguiente expresión:

$$F_{rtd} = A_s f_{yd} + A_p f_{ptd}$$

Donde:

A_s = área de acero no presforzado

A_p = área de acero presforzado

f_{yd} = esfuerzo a la fluencia del acero no presforzado

f_{ptd} = esfuerzo remanente del esfuerzo a la fluencia del acero presforzado del esfuerzo inicial aplicado al presfuerzo

MODELO DE PUNTALES Y TENSORES PARA UNA VIGA CON EXTREMO RECORTADO

En estas mismas recomendaciones de la FIP se presentan dos modelos de puntales y tensores para el diseño de vigas con extremos recortados, cuya función es subir la carga al apoyo en el extremo recortado de la viga. (fig. 8)

Modelo 1

Modelo en el cual se proponen tensores verticales con refuerzo para resistir la fuerza cortante F_1 . Estos tensores (T_1 , T_2 y T_3) son repartidos a lo largo de la zona de disturbio D para subir la carga F_1 . Este modelo es igual al propuesto por Schlaich et al (1987), que ya fue comentado en relación a la figura 7.

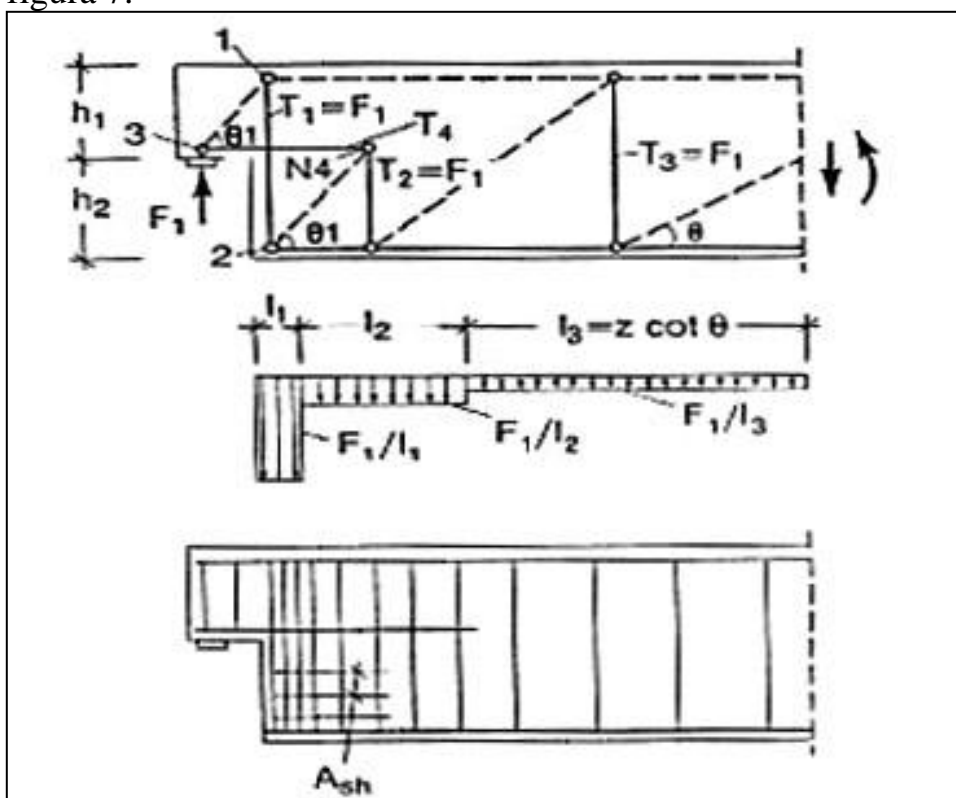


Figura 8a. Modelo 1 de FIP
FIP Recommendations (1999)

Modelo 2

Este es un modelo en el cual la fuerza cortante F_2 es llevada al apoyo por medio de un tensor inclinado T_5 (Figura 8b).

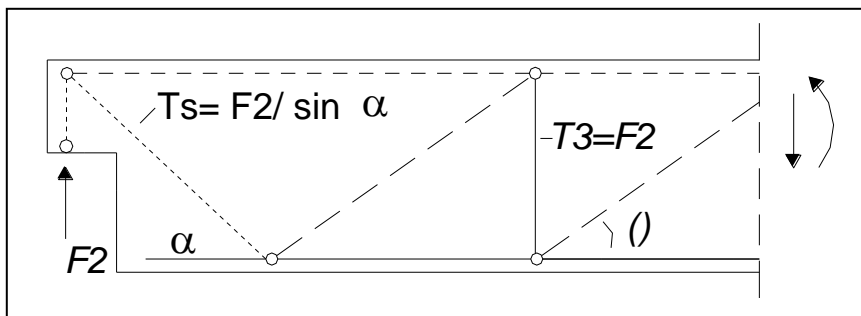


Figura 8b. Modelo 2 del FIP.
FIP Recomendations (1999)

Anclajes de presfuerzo

Se presentan también modelos de puntales y tensores para la zona de anclajes de presfuerzo y recomendaciones para el reforzamiento de estas zonas (figura 9).

Estos modelos deberán combinarse con los modelos 1 y 2 que se mencionaron anteriormente e incorporarlos para obtener una solución integral y un modelo completo de las fuerzas generadas en la zona de recorte de la viga.

La figura 9 muestra los modelos de puntales y tensores para fuerzas concentradas debidas a los anclajes del presfuerzo (postensado) las cuales producen tensiones en la parte frontal denominadas de estallamiento, y tensiones en los bordes laterales del bloque donde se aplica la fuerza denominadas de aplastamiento. En el capítulo 3 se mencionan con más detalle estas fuerzas.

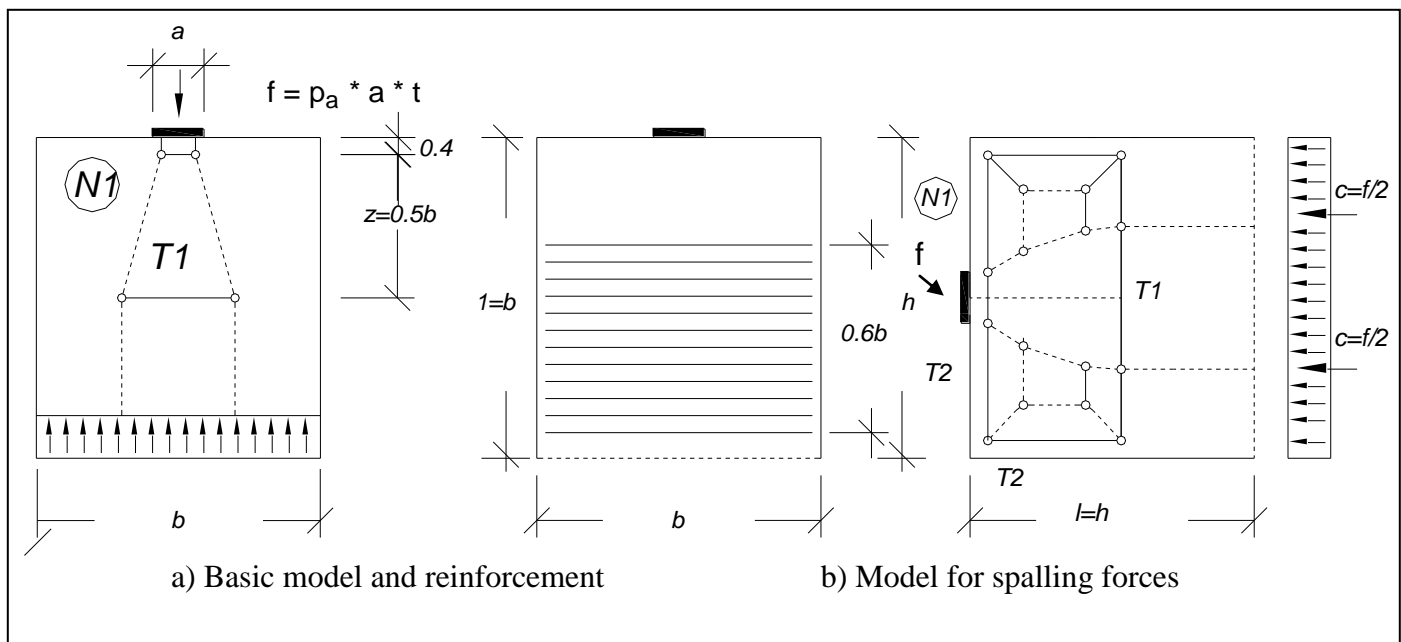


Figura 9. Modelos básicos de puntal y tensor para una carga concentrada colocada al centro de un bloque de concreto

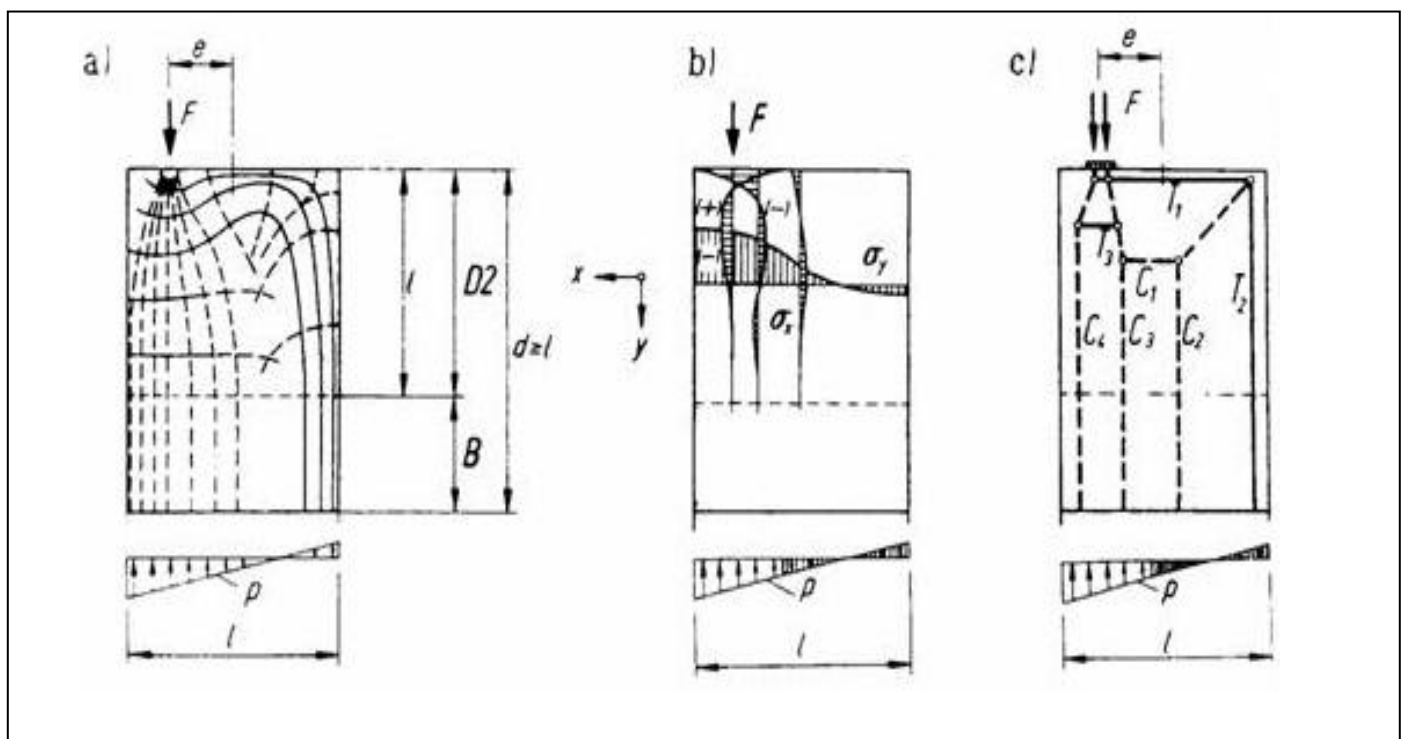


Figura 10. Modelos de puntales y tendones para una carga concentrada excéntrica

2.5 ACI SUBCOMMITTEE 445-1 STRUT AND TIE MODELS (2002) “Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models”, Editor Karl-Heinz Reineck.

En esta publicación se muestran ejemplos de modelos de Puntales y tensores basados en el Apéndice A del ACI 318-2002.

Esfuerzos de diseño de Puntales y tensores

En la tabla 2 se da un resumen de los esfuerzos de diseño para Puntales y tensores de acuerdo a las características de cada uno de ellos. Se hace una comparativa con los Reglamentos FIP (*Federation Internationale de la Precontrainte*) y CSA (Canadian Code)

Para puntales la resistencia se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{ns} = f_{cu} A_c$$

Donde:

f_{cu} = resistencia efectiva a la compresión del concreto, la cual es igual a:

$$f_{cu} = \phi_{STM} \alpha_1 \beta_s f'_c$$

Donde:

ϕ_{STM} = factor de resistencia para modelos de puntales y tensores

$\alpha_1 = 0.85$ factor del ACI de sección 10.2.7.1

f'_c = resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

β_s = factor de efectividad (ver tabla 2)

TABLA 2. Valores de β_s para puntales $\Phi f_{cu} = \Phi_{STM} \alpha_1 \beta_s f_c'$

Case	Código	β_s , Para $\Phi = 0.85$, $\alpha_1 = 0.85$, factores de carga		β_s , Para $\Phi = 0.75$, $\alpha_1 = 0.85$, 2002 loads factor>>	
		Valores	Recomendado	Valores	Recomendado
A.3.2.1 – Puntales con área del puntal igual a la del nodo	ACI Apéndice A		1.0		1.0
• Puntal no agrietado con una distribución uniforme de deformación. $V_1 = 1.00$	FIP 5.3.2 (3) a)	0.76-0.83		0.77-0.86	
• Zona de compresión en una viga	ACI 10.2.7	1.06		1.20	
• Zona de compresión en una columna a tensión	ACI Capítulo 10	0.82		0.87	
A3.2.2- Puntales en forma de botella (más anchos al centro que en los extremos)	ACI App. A		0.75		0.75
(a) con refuerzo Satisfaciendo A.3.3					
• Con refuerzo transversal	FIP 5.3.2 (3;b)	0.61-0.66		0.61-0.69	
$V_2 = 0.80$					
• Puntales que transfieren compresión a través de grietas, $v_2 = 0.6$	FIP 5.3.2 (3)c)	0.46-0.50		0.46-0.52	
• Puntales en zonas de anclajes de postensado	ACI 18.13	0.82'' A			
• Puntales cruzados por refuerzo con un ángulo Θ con el eje del puntal	CSA $\Theta = 60^\circ$ $\Theta = 45^\circ$ $\Theta = 30^\circ$	0.683 0.513 0.293			
Tensores					
$T_n = A_s F_y$					

Ejemplo de modelo de puntales y tensores de una viga T de concreto reforzado con extremos recortados.

En esta publicación se presenta un ejemplo de una viga T de concreto reforzado con extremos recortados, resuelto de acuerdo al apéndice A del ACI (2002). En las figuras 11 y 12 se muestran la geometría y el modelo de puntales y tensores.

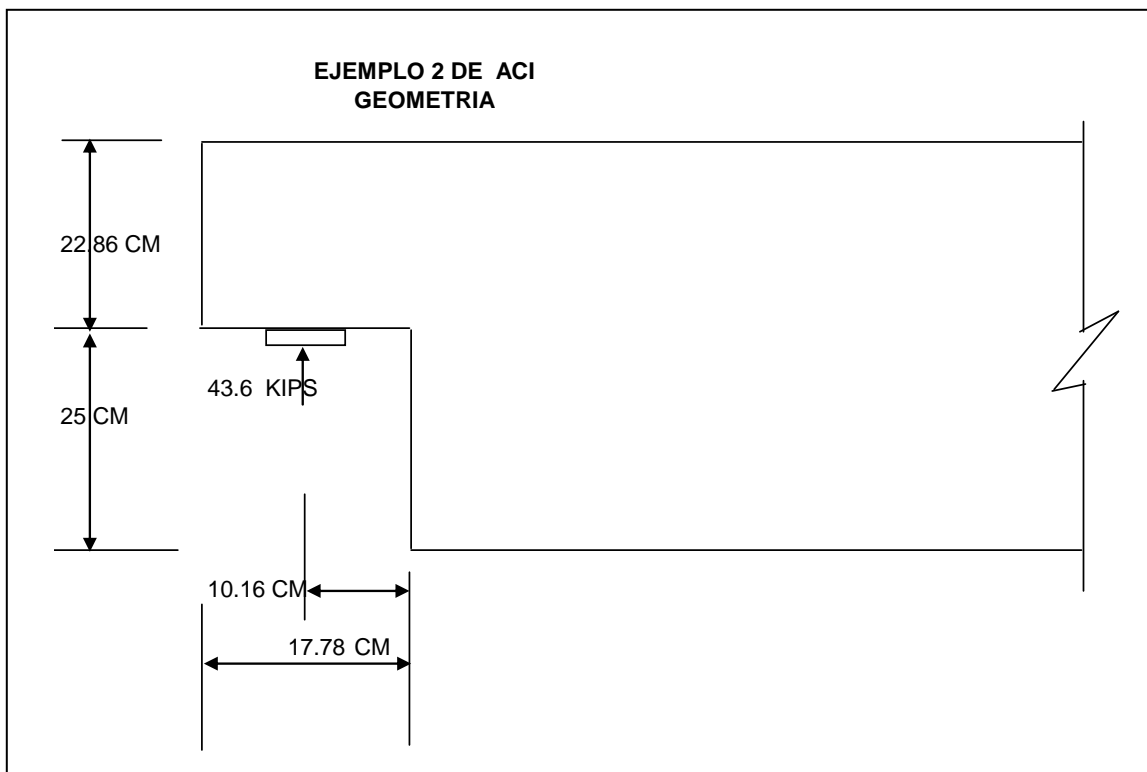


Figura 11.

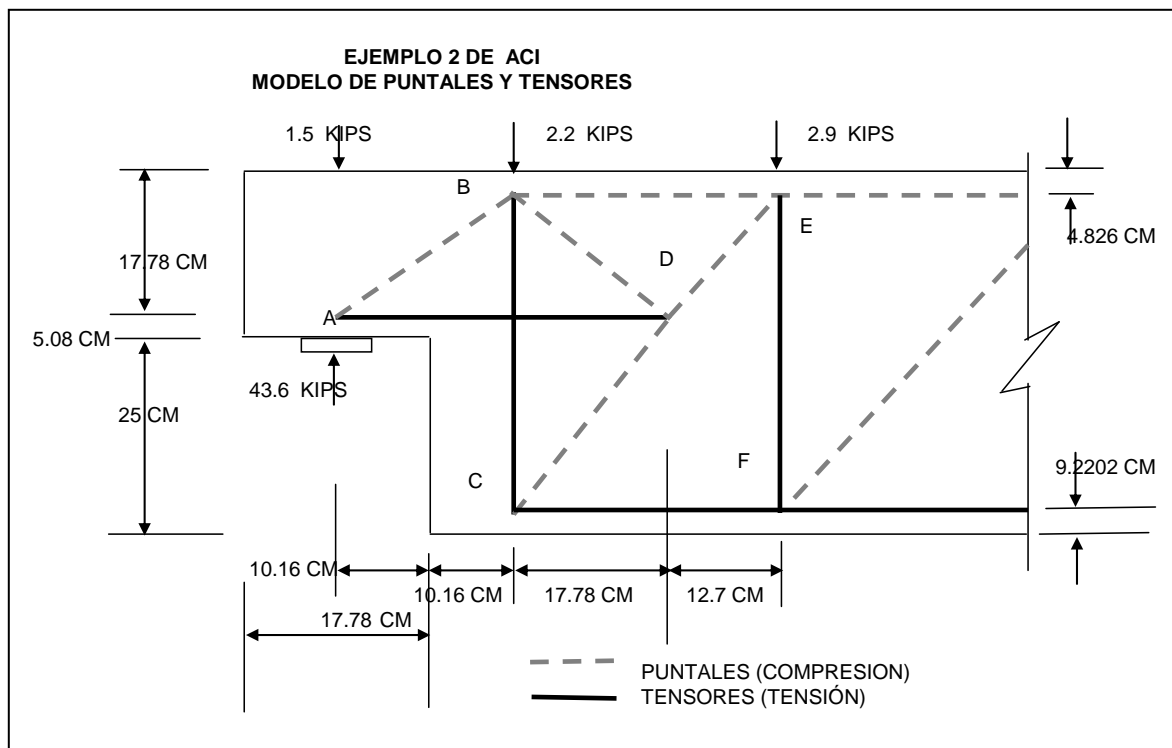


Figura 12

Procedimiento de cálculo

Se calculan las fuerzas en el modelo de puntales y tensores como una armadura y con las fuerzas resultantes se diseñan los puntales y tensores y las zonas nodales, se calculan las áreas de acero necesarias para las fuerzas de tensión y los anchos de los puntales de acuerdo a los esfuerzos del ACI descritos anteriormente.

Con los anchos de puntales y de nodos se verifica si la geometría es adecuada (no traslape de puntales) y si no se cumple se propone una nueva geometría.

Al final de la publicación del ACI, se propone un modelo de puntal y tensor recomendado por el código FIP y se comenta que este modelo podría ser más adecuado, ya que, en el modelo utilizado en este ejemplo del ACI, el puntal que va del nodo B al nodo D atraviesa la grieta que sale de la esquina reentrante y por lo tanto este puntal tendría un agrietamiento muy grande y se reduciría su capacidad a carga axial.

CAPÍTULO 3. COMPORTAMIENTO Y FUERZAS INTERNAS EN EXTREMOS RECORTADOS

En este capítulo se describen el comportamiento y las fuerzas que se presentan dentro de los extremos recortados de traves (ERT) de concreto reforzado y presforzado y los diferentes aspectos que deben ser tomados en cuenta para su diseño. También se presentan las recomendaciones de diseño que se dan en la Norma AASHTO.

La zona recortada de traves presforzadas tiene como función el formar un mecanismo que permita transmitir las fuerzas que debe soportar la trabe hacia el apoyo, el cual está situado en una altura de aproximadamente la mitad de su peralte. Además esta zona deberá tener suficiente resistencia para difundir las fuerzas de presfuerzo que se introducen en su parte frontal.

Para subir la fuerza cortante que proviene de la trabe, hacia el apoyo, se necesita refuerzo vertical que deberá colocarse en la parte más cercana de la esquina inferior de la parte recortada de la viga, ya que en esta esquina ocurre una fuerte concentración de esfuerzos de tensión. (Ver figura 13).

El extremo de la trabe se comporta aproximadamente como una ménsula debido a que normalmente la carga de la reacción se aplica a menos de un peralte de la altura del extremo.

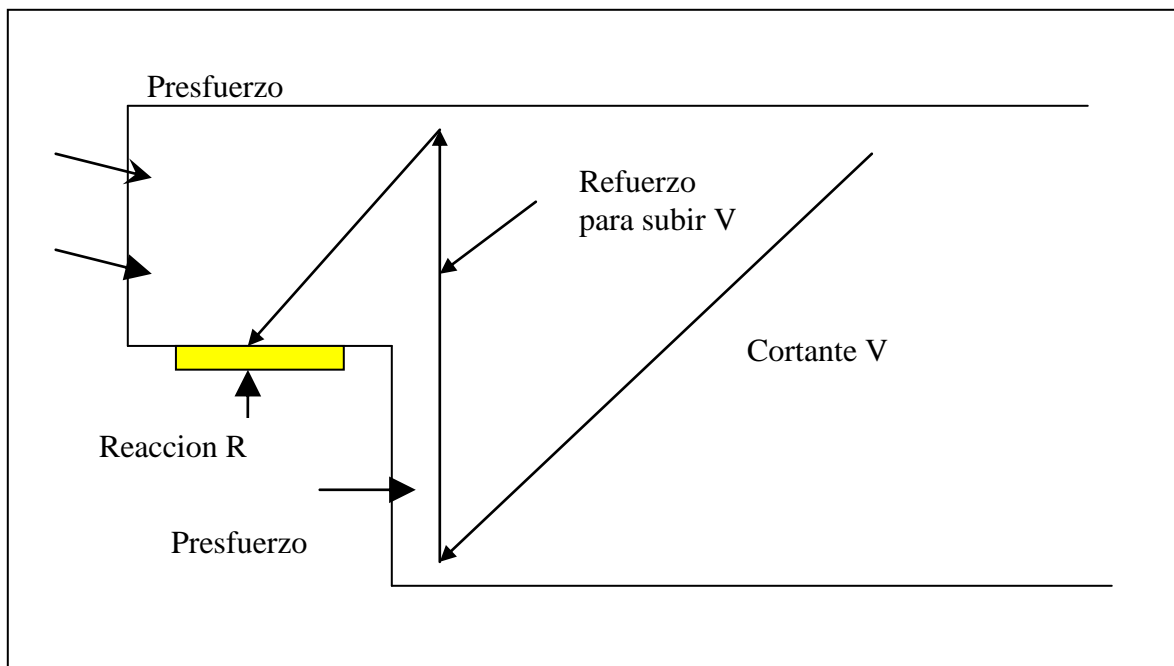


Figura 13. Croquis de Funcionamiento

3.1 MÉNSULAS

Las ménsulas son voladizos cortos y relativamente peraltados. Su comportamiento elástico se puede entender mejor por medio de análisis de elementos finitos y modelos foto elásticos donde se pueden obtener las curvas que describen los esfuerzos principales a tensión y a compresión. La dirección de los esfuerzos principales indican el flujo de fuerzas dentro del elemento (Ver figura 14).

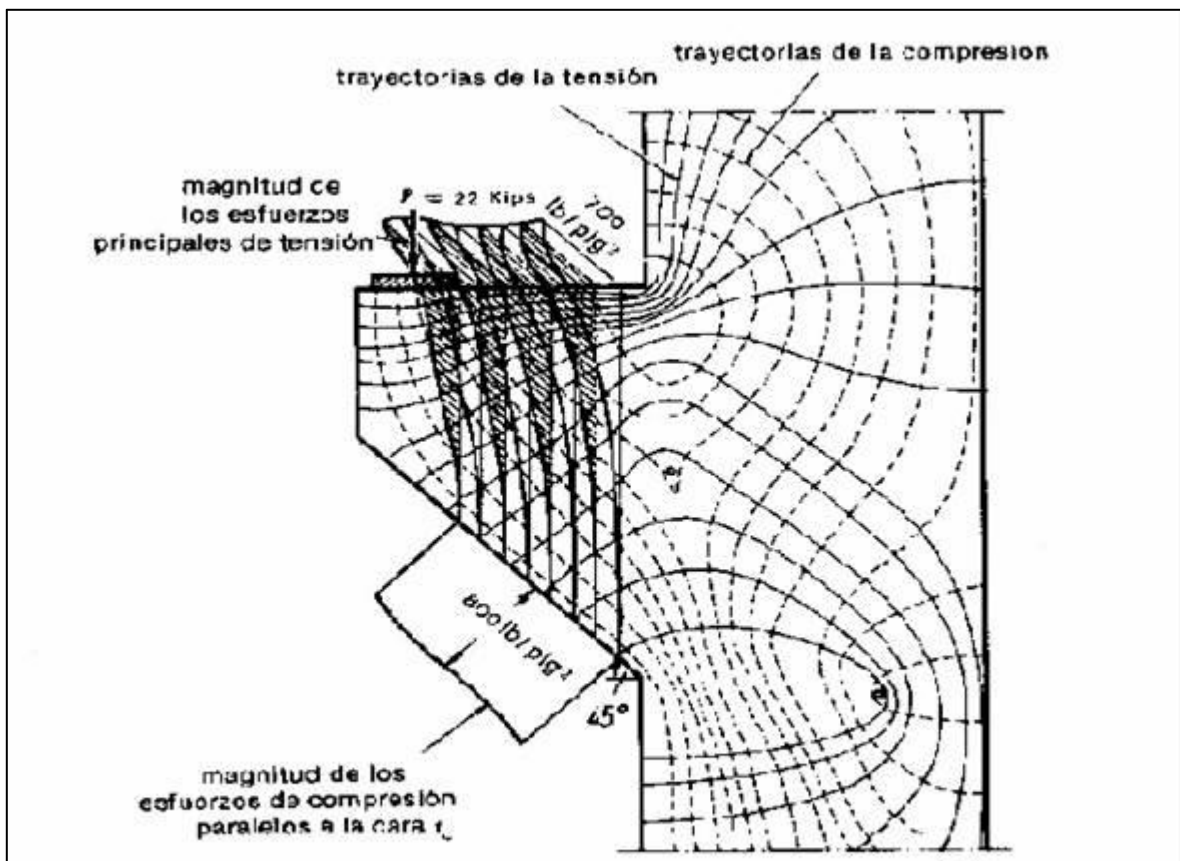


Figura 14. Trayectorias de esfuerzos principales en una ménsula.
(Franz and Niedenhoff 1963)

En el diseño de una ménsula se identifican varios mecanismos de falla y las recomendaciones de diseño se basan en éstas. Estos mecanismos se muestran en la figura 15 y son los siguientes:

- 1.- Tensión por flexión
- 2.- Agrietamiento diagonal
- 3.- Cortante deslizante
- 4.- Agrietamiento de anclaje
- 5.- Aplastamiento debido a esfuerzos de apoyo
- 6.- Tensión horizontal

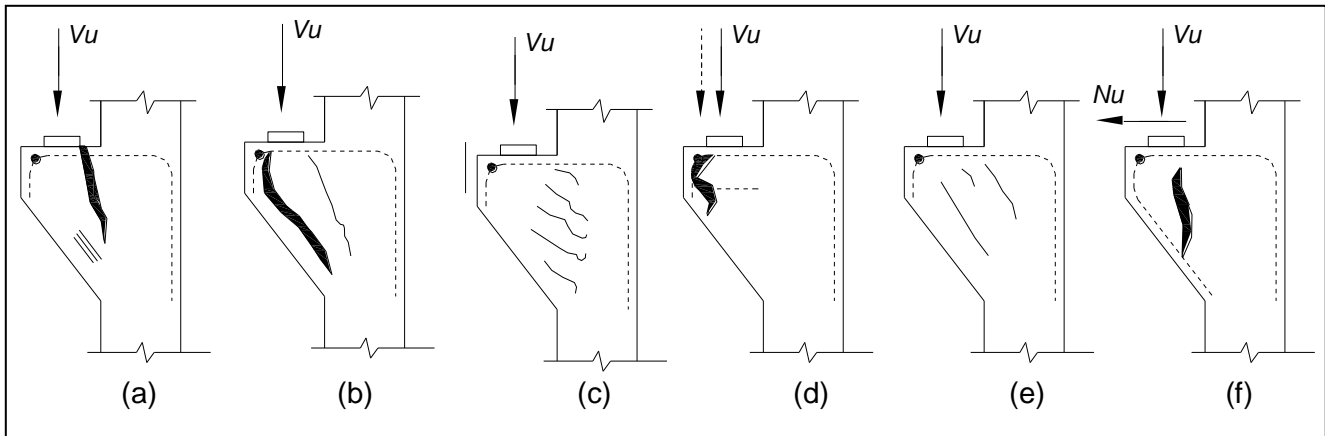


Figura 15. Mecanismos de falla en las ménsulas. (a) Tensión por flexión. (b) Fisuración diagonal. (c) Cortante deslizando. (d) Fisuración de anclaje. (e) Aplastamiento debido a esfuerzos de apoyo. (f) Tensión horizontal.

Para cada una de estas fallas se revisan los esfuerzos y se coloca acero de refuerzo para tomar las tensiones. Uno de los estudios más completos de ménsulas es el realizado por Kriz y Rath en 1965 (véase también González y Robles, 2006). Los códigos ACI y AASHTO han basado sus diseños en este estudio. El reglamento AASHTO recomienda lo siguiente:

A) En primer lugar se debe revisar el cortante resistente el cual es el valor menor de las siguientes expresiones:

$$V_n = 0.2 \phi f'_c b d \dots\dots\dots (1)$$

$$V_n = 56 \phi b d \dots\dots\dots (2)$$

Donde:

b = ancho de ménsula

d = peralte de ménsula

B) Se calcula el refuerzo primario a tensión el cual es el mayor de:

$$A_s = A_f + A_n$$

ó

$$A_s = 2/3 A_{vf} + A_n$$

Donde :

$$A_f = V_u a_v / \phi f_y Z$$

$$A_n = N_u / \phi f_y$$

$$A_{vf} = V_u / \mu \phi f_y$$

Además se coloca un refuerzo A_h igual a $0.5(A_s - A_n)$ dentro de los $2/3$ de la altura de la ménsula en forma de estribos cerrados o estribos en forma de U.

En las ecuaciones anteriores:

V_u = fuerza cortante factorizada

N_u = fuerza horizontal factorizada

μ = coeficiente de fricción (1.4 para colados monolíticos)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$Z = 0.85 d$

A_f = área de acero por flexión

A_{vf} = área de acero por fricción

A_n = área de refuerzo por fuerza horizontal

$\Phi = 0.85$ factor de reducción

El refuerzo se coloca de acuerdo con la figura 16:

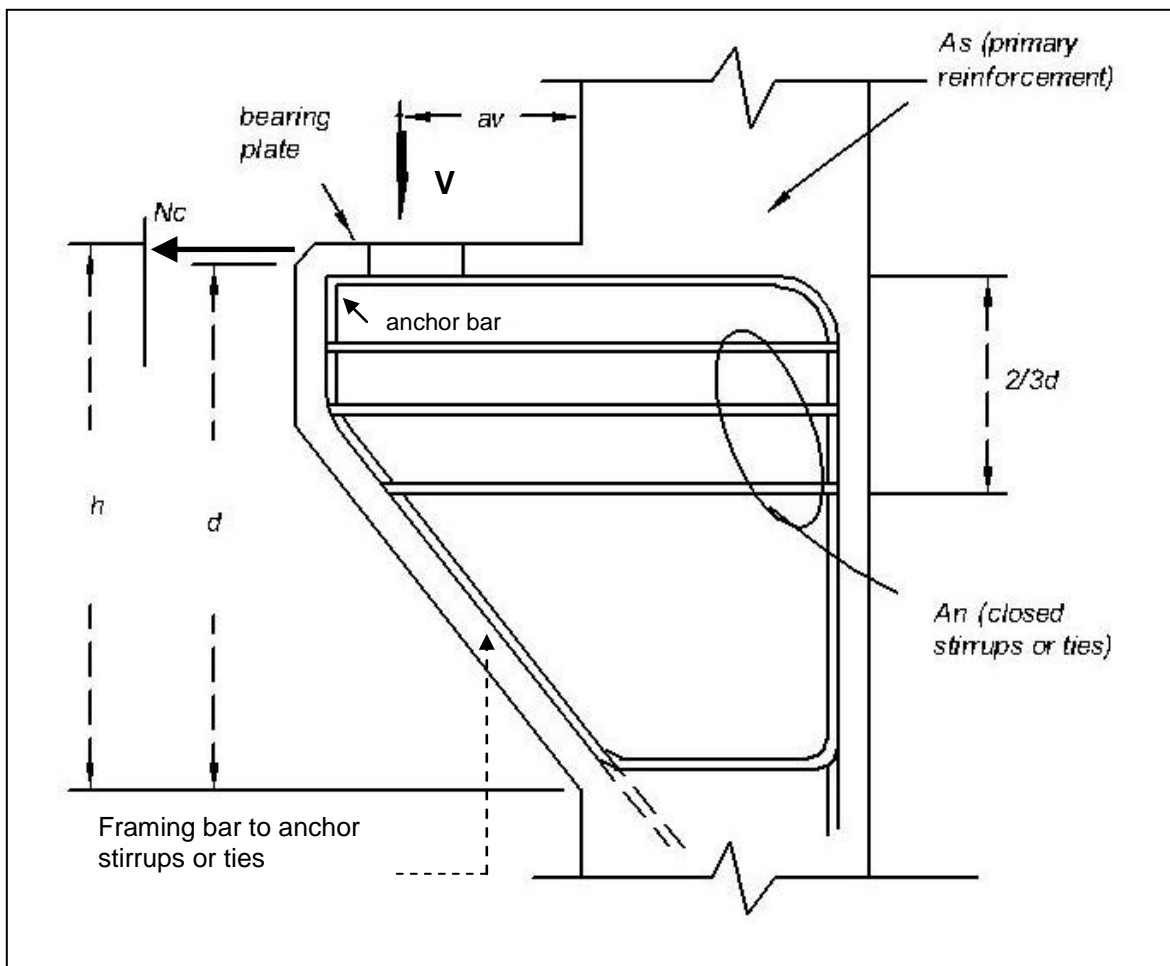


Figura 16. Franz and Niedenhoff (1963)

3.2 ZONAS DE ANCLAJE

Los anclajes de presfuerzo introducen grandes fuerzas concentradas dentro del concreto. A la zona hasta donde las fuerzas introducidas son difundidas dentro del concreto se le llama zona de anclaje. Según el principio de Saint Venant la extensión de esta región es limitada. Para propósitos prácticos esta zona puede tomarse igual a la mayor dimensión transversal del miembro.

En la figura 17 se muestra la trayectoria de esfuerzos debidos a la introducción de una fuerza concéntrica dentro de un elemento de concreto. En la figura 17a se puede ver que en la zona detrás de la placa de anclaje se tienen esfuerzos de compresión muy altos y que más allá de la placa de anclaje, los esfuerzos de compresión (línea interrumpida), se desvían para lograr comprimir toda la sección. En las zonas de desvío, en la dirección transversal, se provocan esfuerzos de tensión (líneas continuas). En la figura

17b se grafican los esfuerzos transversales en una sección de concreto sometida a fuerzas concentradas como la de los anclajes de presfuerzo.

En la figura 17c se muestra una gráfica del flujo de fuerzas que se generan en esta zona y que serían el resultado de la interacción de los esfuerzos transversales y longitudinales. Estas fuerzas estarían situadas en los centroides de los esfuerzos de tensión y compresión en las secciones transversales (ver fig. 17b). La fuerza de tensión transversal T actúa aproximadamente en la mitad de la zona de anclaje y es denominada comúnmente como fuerza de estallamiento (bursting force).

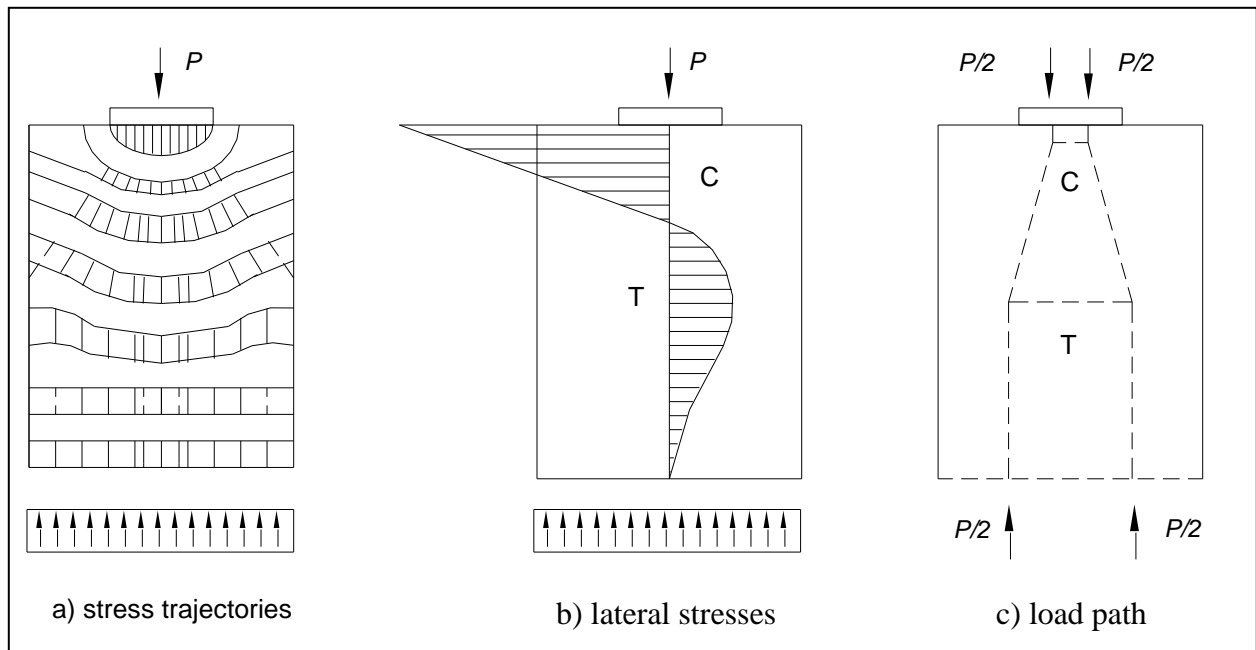


Figura 17. Esfuerzos en anclajes, Wollmann (1996)

En la figura 18 se muestra el contorno de los esfuerzos principales elásticos a tensión y compresión de la misma zona de anclaje. De estos esfuerzos se pueden identificar 3 áreas que son:

- 1.- Área detrás de la placa de anclaje con esfuerzos de compresión muy altos
- 2.- Zona de estallamiento localizada a una distancia de la placa de anclaje y sujeta esfuerzos transversales de tensión (esfuerzos de estallamiento)
- 3.- Zona en la que existe una concentración de esfuerzos de tensión a lo largo de la cara del elemento donde se tiene localizada la fuerza de anclaje, a estos esfuerzos de tensión se les denominan esfuerzos de aplastamiento (spalling).

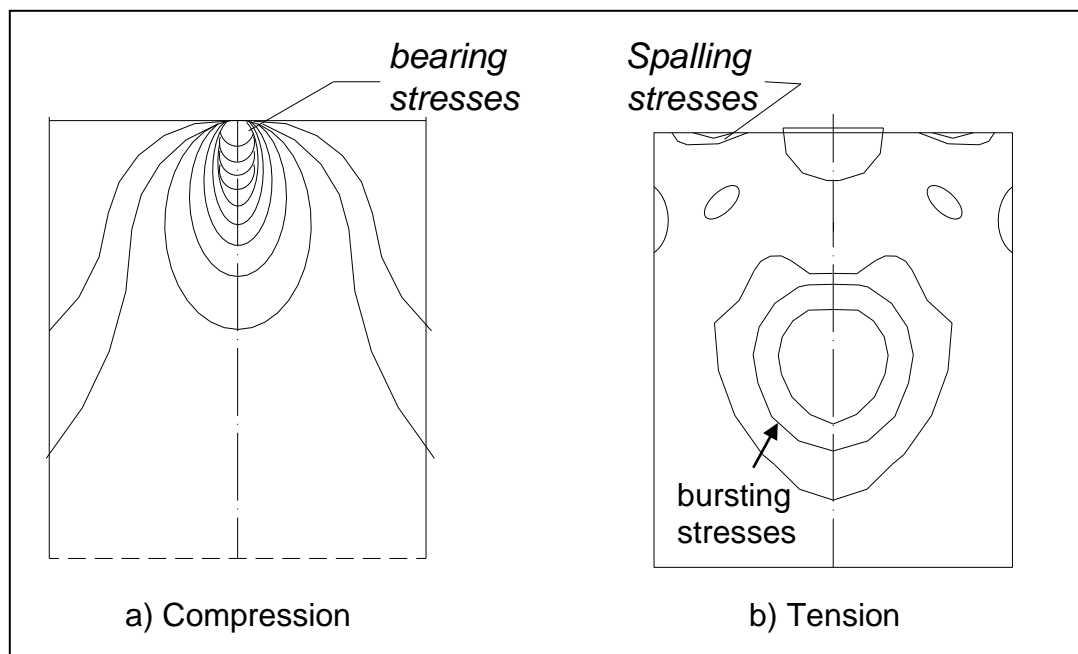


Figura 18. Trayectorias de esfuerzos detrás de anclajes.
Post-Tensioning Institute (1996).

Para fines de diseño los códigos definen dos zonas. La zona local que es la que se encuentra detrás del anclaje donde existen altos esfuerzos de compresión y la zona general que es la porción restante de la zona de anclaje y que es la región donde se presentan los esfuerzos de estallamiento y de aplastamiento.

Según el reglamento AASHTO las zonas descritas arriba se diseñan de acuerdo a lo siguiente

3.2.1 ZONA LOCAL

La longitud de la zona local en el sentido del eje del cable de presfuerzo (figura 19) de acuerdo al AASHTO sección 9.21.7 y a Wollmann, es la mayor de:

- A) El máximo ancho de la zona local
- B) La longitud de la zona de confinamiento del concreto
- C) Para anclajes con múltiples áreas de apoyo la longitud de la zona local, es la distancia de la superficie de concreto cargada a la parte inferior de cada superficie de apoyo más la máxima dimensión de esta superficie de apoyo.

En ningún caso la longitud de la zona local será mayor que 1.5 veces el ancho de la zona local, en donde el ancho de la zona local se define como el ancho de la placa más dos veces el recubrimiento lateral o el ancho de la zona del refuerzo de confinamiento.

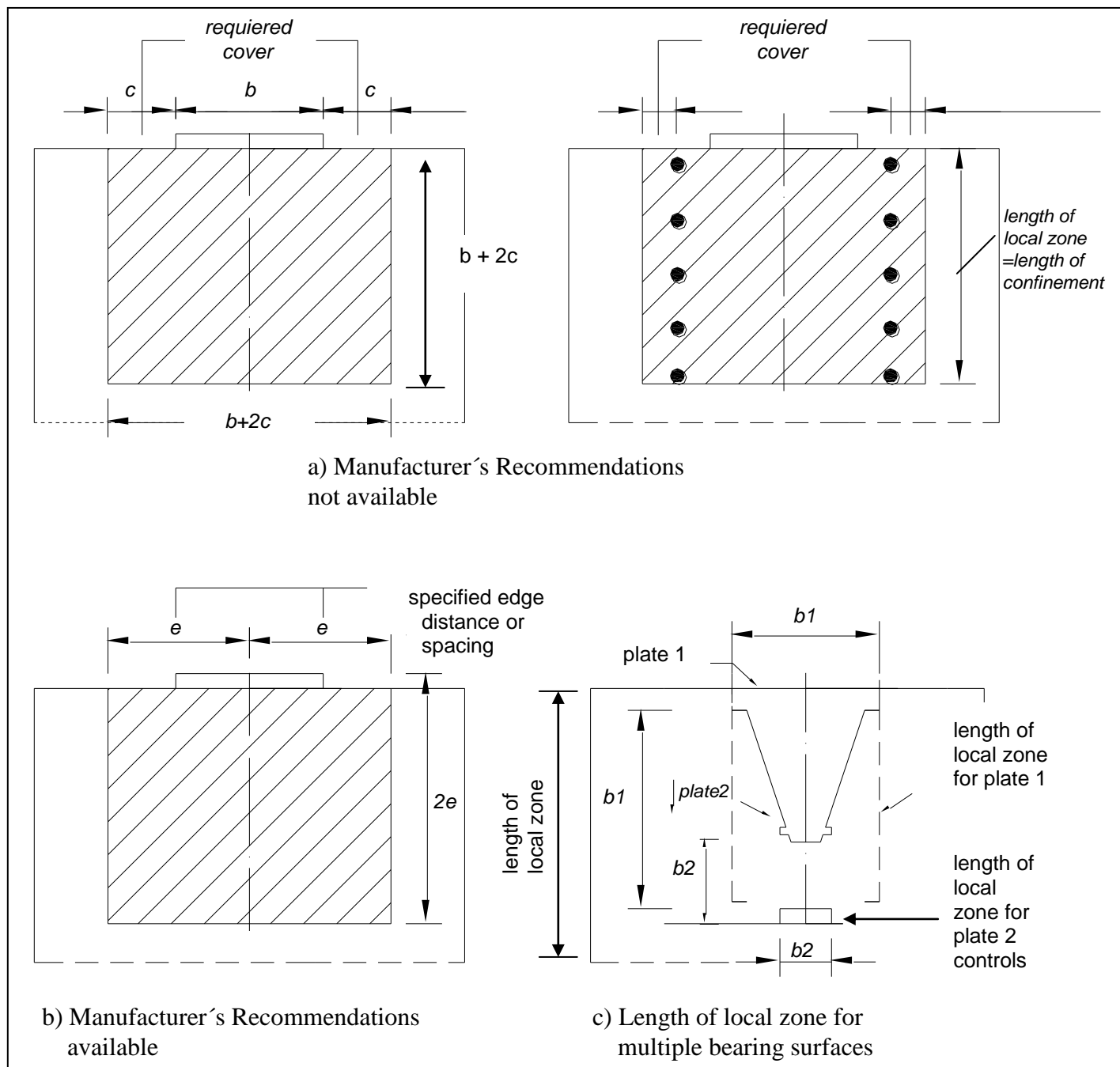


Figura 19. Zona local para diversos anclajes.
Wollmann (1996)

La zona local normalmente es responsabilidad del fabricante de los anclajes.

Sin embargo el AASHTO da algunas expresiones para los esfuerzos de compresión permisibles en el concreto detrás de la placa de anclaje y normalmente esta zona deberá estar confinada con refuerzo con porcentajes de acero de por lo menos el 2%.

3.2.2 ZONA GENERAL

El AASHTO recomienda los siguientes métodos para analizar la zona general:

- a) Equilibrio basado sobre modelos plásticos (modelos de puntales y tensores)
- b) Análisis de esfuerzos elásticos (análisis de elemento finito o equivalente)
- c) Métodos aproximados para determinar las fuerzas de tensión y compresión (art. 9.21.6 de AASHTO)

3.2.3 FUERZAS DE ESTALLAMIENTO

El AASHTO da la siguiente expresión para el cálculo de la fuerza de estallamiento:

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_u (1 - a/h) + 0.5 P_u \sin \alpha$$

$$D_{burst} = 0.5 (h - 2e) + 5e \sin \alpha$$

$\sum P_u$ = suma de cargas de tendones factorizadas

A = dimensión lateral del anclaje o grupo de anclajes

b o h = dimensión lateral de la sección transversal en la dirección de análisis

dburst = distancia de influencia de la fuerza de estallamiento

e = excentricidad del anclaje o grupo de anclajes con respecto al centroide de la sección transversal.

El área de refuerzo para tomar estas fuerzas se calcula con:

$$A_{estall} = T_{estall} / \phi f_y$$

Este se coloca en forma de estribos cerrados y confinando la zona de los esfuerzos de estallamiento (dburst).

3.2.4 FUERZAS DE APLASTAMIENTO

El AASHTO prescribe que las fuerzas de tensión por aplastamiento se calculan de acuerdo a los métodos mencionados en 3.2.2, pero no deberá ser menor que 2% de la fuerza del tendón factorizada. El refuerzo para tomar esta fuerza se calculará con:

$$A_{spalling} = T_{spalling} / \phi f_y$$

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

Este refuerzo será colocado en la cara del elemento donde se ejercen las cargas de los anclajes de presfuerzo. (Ver figura 19a)

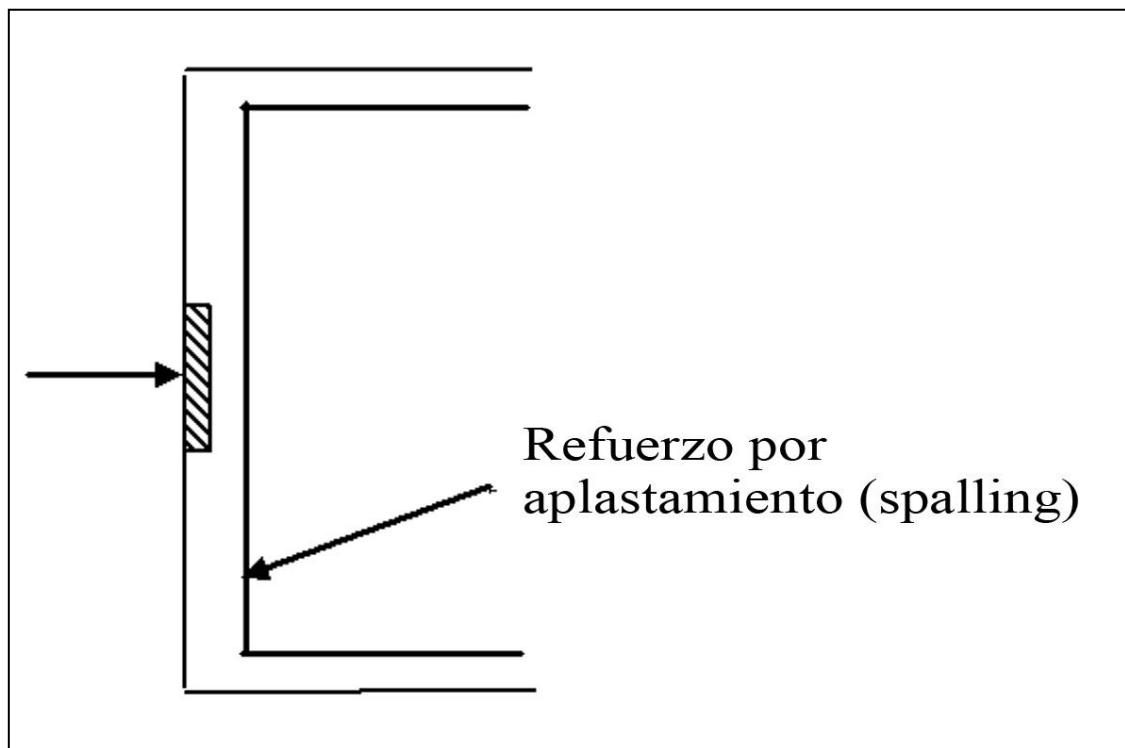


Figura 19a. Refuerzo por aplastamiento

3.3 INFLUENCIA DE LA REACCIÓN

En la figura 20 se muestran los resultados de un estudio de elemento finito que se hizo para investigar los efectos de la magnitud de la reacción en una viga presforzada en la fuerza de estallamiento T . Se muestran las relaciones entre la fuerza V (reacción) y la fuerza P (fuerza de presforzado) contra la fuerza T (estallamiento) de tensión, donde se puede ver que hasta relaciones de 0.15 no se tiene un efecto considerable en la fuerza de estallamiento. Para que se pueda ignorar el efecto de la reacción en los cálculos de la fuerza de estallamiento del anclaje se deben reunir las siguientes condiciones:

- A.) La fuerza V no factorizada no excede 15% de la fuerza P no factorizada
- B.) La inclinación de la resultante de los cables de presfuerzo no excede 5 grados
- C.) La resultante de los cables de presfuerzo se encuentra dentro del núcleo central de la sección
- D.) La fuerza de reacción es introducida en la parte inferior de la viga

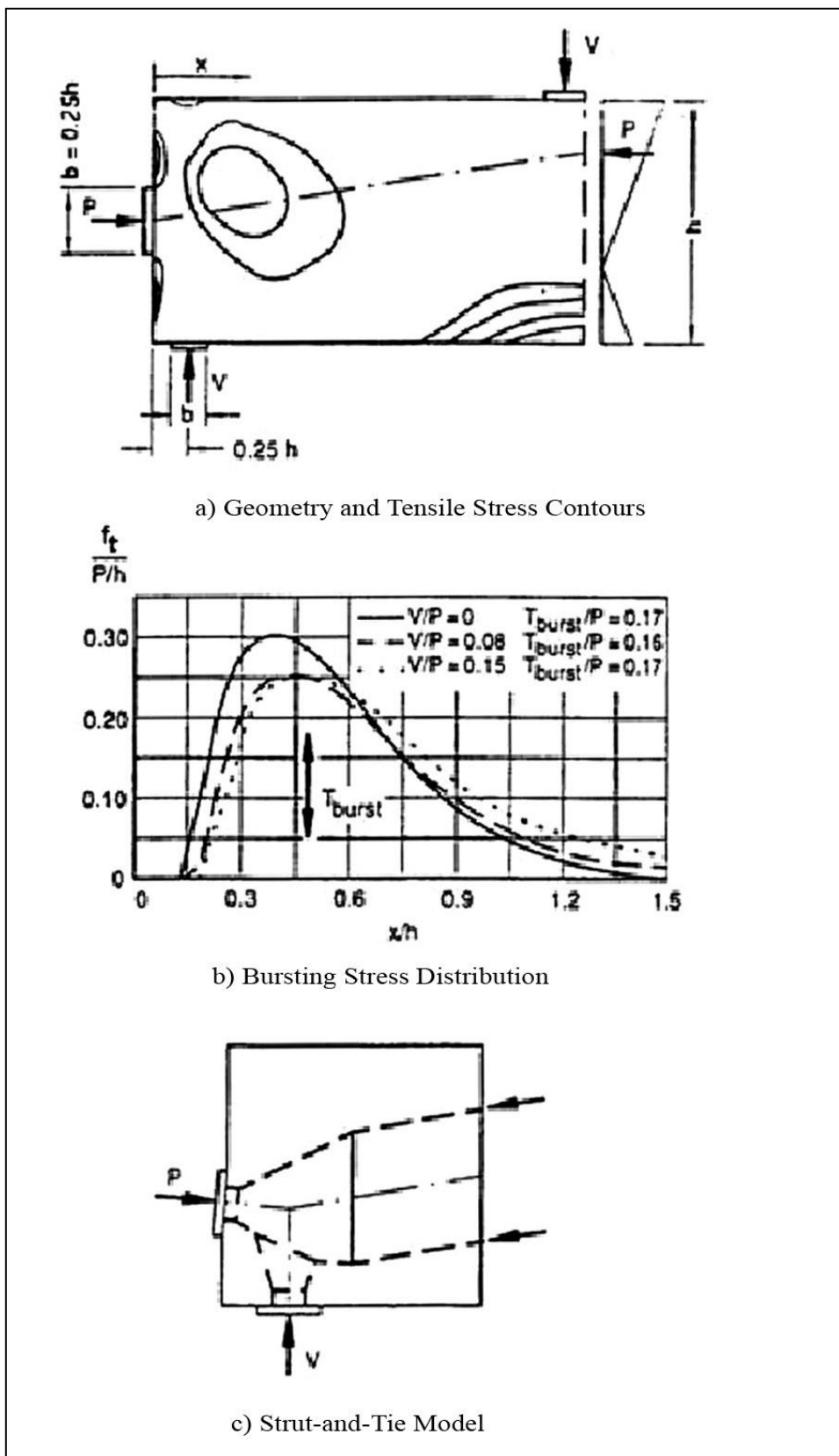


Figura 20. Efectos de la reacción en la zona de anclaje
Wollmann (1996)

CAPÍTULO 4. MÉTODOS DE DISEÑO DE EXTREMOS RECORTADOS

DISEÑO

En el capítulo anterior se describen los diversos aspectos que deben ser tomados en cuenta para el diseño de los ERT. En este capítulo se resumen las recomendaciones más importantes para el diseño de los ERT, aun cuando no exista ningún método que incluya de manera integral el presfuerzo. El refuerzo que se coloca para las zonas de anclaje, se calcula, usualmente de acuerdo con lo recomendado por AASHTO para las zonas locales y generales descritas en el capítulo anterior. En este trabajo el refuerzo se calcula, de manera alternativa, con el método de puntales y tensores (ver apéndice A). Como introducción se resumen en primer término las recomendaciones de las siguientes organizaciones:

- 1.- PCI
- 2.- AASHTO
- 3.- FIP

4.1 MÉTODO DEL PCI (1985)

Este método no incluye de manera directa la fuerza de presfuerzo dentro del diseño por lo que es necesario incluirla de manera separada.

Se utiliza para diseñar la disposición del refuerzo que se muestra en la figura 21, y para las posibles fallas potenciales que pueden presentarse en dicho sistema:

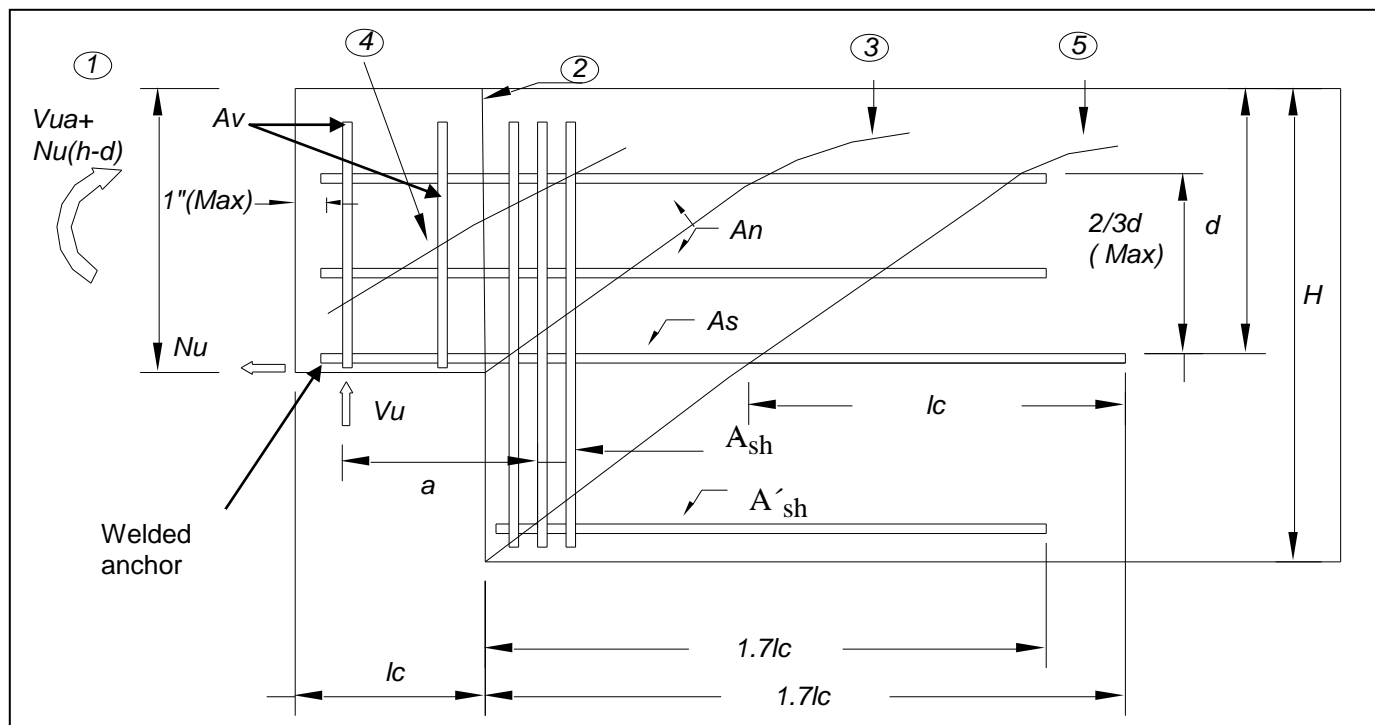


Figura 21. Refuerzo de acuerdo a PCI (1985)

El diseño se restringe a relaciones $a/d \leq 1$, y se coloca refuerzo para las siguientes acciones:

1. Refuerzo por flexión del coladizo y por la fuerza axial de tensión en el extremo (1)

Refuerzo $A_s = A_f + A_n$

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} = [V_u (a/d) + N_u (h/d)]$$

$$\phi = 0.85$$

2. Cortante directo o cortante por fricción

El refuerzo para resistir la grieta potencial en (2) es una combinación de A_s y A_h

$$A_s = \frac{2 V_u}{3 \phi f_y \mu_e} + A_n$$

Se usa la menor A_s de las ecuaciones 1 o 2

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y}$$

$$A_h = 0.5 (A_s - A_n)$$

Donde:

$$\mu_e = 1000 \lambda b h \mu / V_u$$

Para nuestro caso: $\lambda = 1$, $\mu = 1.4$

3. La resistencia a cortante del extremo recortado es:

$$V_n = 0.3 \lambda^2 f'_c b d \leq 1000 \lambda^2 b d$$

4. Tensión diagonal en la esquina reentrante (grieta 3)

$$A_{sh} := \frac{V_u}{\phi f_y}$$

5. Tensión diagonal en el extremo extendido. Es requerida un área de acero en el extremo extendido (grieta 4)

$$A_{v \min} = 0.5 f_y (V_u / \phi - 2 \lambda f'_c^{1/2} b d)$$

6. Refuerzo en la parte inferior del extremo no extendido. Para evitar la formación de la grieta 5 se coloca un acero horizontal A'_{sh} por lo menos en una cantidad igual a A_{sh}

$$A'_{sh} = A_{sh}$$

4.2 MÉTODO DEL AASHTO (2004)

Este método tampoco incluye de manera directa la fuerza de presfuerzo dentro del diseño por lo que se incluye de manera separada.

Se usan las ecuaciones descritas en el capítulo anterior para diseño de ménsulas.

El diseño se restringe a relaciones $a/d \leq 1$ y se coloca el siguiente refuerzo:

1. Refuerzo por flexión fuerza horizontal de tensión

Refuerzo $A_s = A_f + A_n$

$$A_{s1} = \frac{1}{\phi f_y} [V_u (a/d) + N_u (h/d)]$$

$$\phi = 0.85$$

2. Cortante directo o cortante por fricción

El refuerzo para resistir la grieta potencial en 2 es una combinación de A_s y A_h

$$A_{s2} = \frac{2V_u}{3 \phi f_y \mu} + A_n$$

Se usará la menor $A_s 1$ o A_{s2}

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y}$$

$$A_h = 0.5 (A_s - A_n)$$

Donde:

$$\mu = 1.4 \text{ concreto colado monolíticamente}$$

3. La resistencia a cortante del extremo recortado es:

$$V_n = \Phi \text{ MIN } (0.2 f'_c b d, 56 b d)$$

4. Tensión diagonal en la esquina reentrante (MÉNSULA INFERIOR)

$$A_{sh} := \frac{V_u}{\phi \cdot f_y}$$

5. Tensión diagonal en el extremo extendido. Es requerida un área de acero en el extremo extendido

$$A_{vmin} = 1/2 f_y (V_u / \Phi - 2 f'_c^{1/2} b d)$$

6. Refuerzo en la parte inferior del extremo no extendido

Para evitar la formación de la grieta 5 se coloca un acero horizontal A'_{sh} por lo menos en una cantidad igual a A_{sh}

$$A'_{sh} = A_{sh}$$

4.3 MÉTODO DEL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES DE LA FIP

Se recomiendan 2 tipos de modelos de puntal y tensor, ya descritos anteriormente y se presentan a continuación:

Modelo 1

Se propone refuerzo vertical (T1) para subir el cortante hacia el apoyo y se coloca refuerzo horizontal para tomar la tensión que se genera en la zona recortada de la trabe (T4)

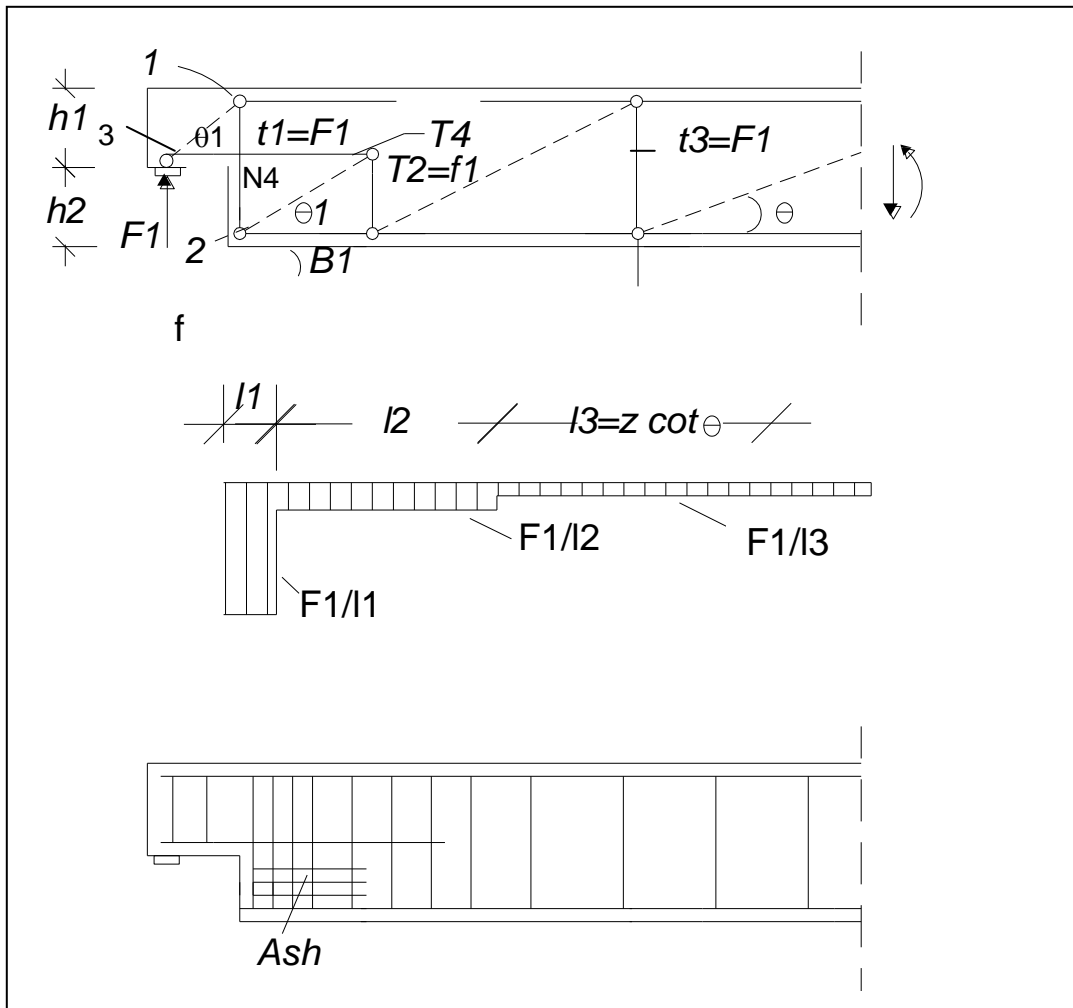


Figura 22a. Modelo 1 de reglamento FIP

Modelo 2 El cortante de la trabe se sube al apoyo por medio de un tirante inclinado (T5)

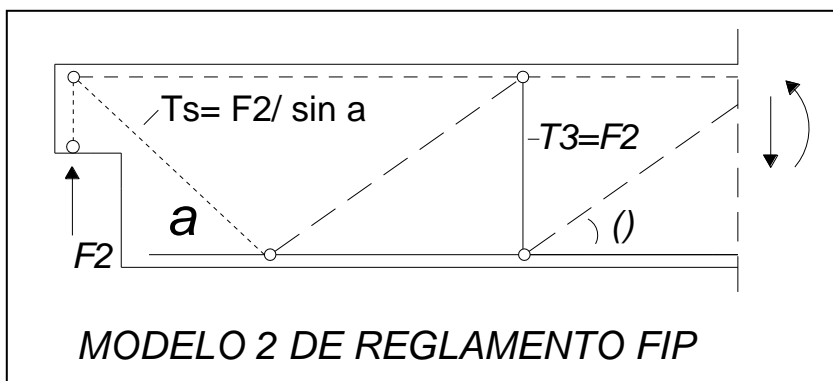


Figura 22b. Modelos de Puntales y Tensores recomendados por el código FIP (1999).

En el método recomendado por la FIP, como en todos los modelos de puntales y tensores se sigue el siguiente procedimiento:

- 1.- Se propone un modelo de puntales y tensores con una geometría inicial que satisfaga el equilibrio de fuerzas y reacciones dentro de la estructura.
- 2.- Se calculan las fuerzas en los puntales y tensores como una armadura.
- 3.- Se calculan las áreas de los puntales de acuerdo a los esfuerzos de compresión admisibles para cada tipo de puntal.
- 4.- Se calculan las áreas de acero para los tensores.
- 5.- Se verifica la geometría del modelo de puntales y tensores y si coincide con la propuesta inicialmente se acepta y se hace el detallado y si no se vuelve a hacer otro modelo con la geometría modificada y se repite el proceso hasta que la geometría coincida con el cálculo anterior.

En el apéndice A se aplica el modelo de puntales y tensores para el espécimen de ensaye de este trabajo.

4.4 REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJES DE PRESFUERZO SEGÚN PTI

Se siguen las recomendaciones para anclajes del PTI descritas en el capítulo anterior, por lo que no se abunda en ellas en esta sección.

CAPÍTULO 5. DISEÑO DEL ESPÉCIMEN PARA ENSAYE

5.1 DESCRIPCION DEL ESPÉCIMEN

Con el fin de corroborar el comportamiento de traves presforzadas con extremos recortados y de verificar el diseño basado en la aplicación del modelo de puntales y tensores recomendado por la FIP, se construyó y ensayó un espécimen de acuerdo a lo presentado en este capítulo.

La propuesta del espécimen de ensaye se hizo con base en lo siguiente:

1.- Que sea representativo de una estructura tipo puente.

Para cumplir esto se diseñó una trabe presforzada para un tablero de puente de 10 m de longitud (prototipo). Este claro puede ser cubierto por una trabe AASHTO tipo I (se presenta en el anexo “B” el diseño de esta trabe). Del diseño resultó un presfuerzo de 2 cables 4t13 (cables de 4 torones de $\frac{1}{2}$ ” cada uno), el cual ejerce un esfuerzo de compresión en el extremo recortado de 45.1 kg/cm² para un extremo recortado de 31 X 30 cm de sección transversal. Esta geometría resulta del acomodo de apoyos y del presfuerzo en el extremo recortado.

2.- Que el espécimen no excediere la capacidad del dispositivo de ensaye que se tiene en la UAM, el cual es de 50 ton., con una longitud máxima de 4 m. Además, que se pudiesen usar anclajes para cable monotorón de $\frac{1}{2}$ ”, que son los anclajes de que se dispone.

El espécimen de ensaye se propuso con una trabe de peralte similar al de la trabe AASHTO tipo I de 70 cm y con una sección de extremo recortado de 20 X 20 cm con el fin de tener un esfuerzo de compresión que sea significativo y que tenga un beneficio al esfuerzo cortante de la sección. Con esta sección se tiene un esfuerzo de compresión de 28 kg/cm², el cual teóricamente aumenta el esfuerzo cortante en un 52% (en un elemento tipo viga).

El espécimen de ensaye se diseñó con 4 cables de 1t13 (1 torón de $\frac{1}{2}$ ” cada uno), con un cable en el extremo recortado y los 3 restantes en la parte inferior reentrante del extremo recortado.

La sección de 20 X 20 cm se propuso en base a la capacidad del dispositivo para probar la sección, el cual, como ya se señaló, esta limitado a 50 ton. Sin embargo se dejó un margen adicional por si el espécimen llegaba a resistir

cargas mayores que las de diseño. Con lo anterior se propuso una carga de diseño de 14 ton para cada extremo de la trabe de ensaye, o sea 28 ton en total en el centro del claro de la viga.

La longitud del modelo de ensaye fue de 4 m. Con esta longitud se tiene una relación claro a peralte de la viga mayor que 4, con lo cual se tiene una viga con comportamiento predominantemente a flexión y no a cortante.

Con base en lo anterior, las dimensiones y el presfuerzo del espécimen de ensayo son los mostrados en las figuras 23 y 24. La carga se aplicó en el centro del claro por medio de un gato que reaccionaba contra un dispositivo metálico, como se muestra esquemáticamente en la figura 24.

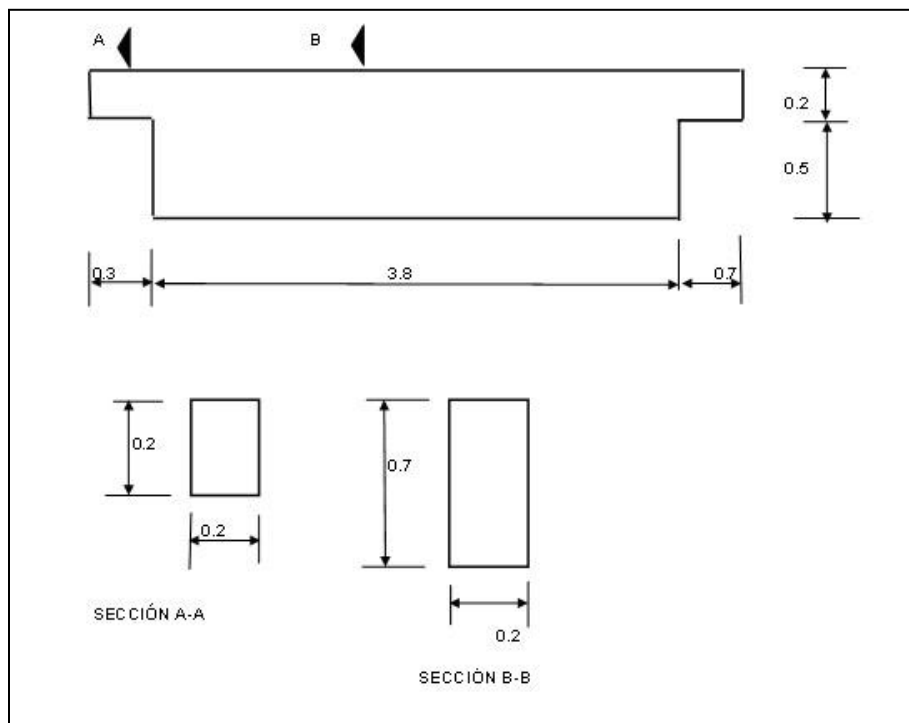


Figura 23. Especimen de ensaye

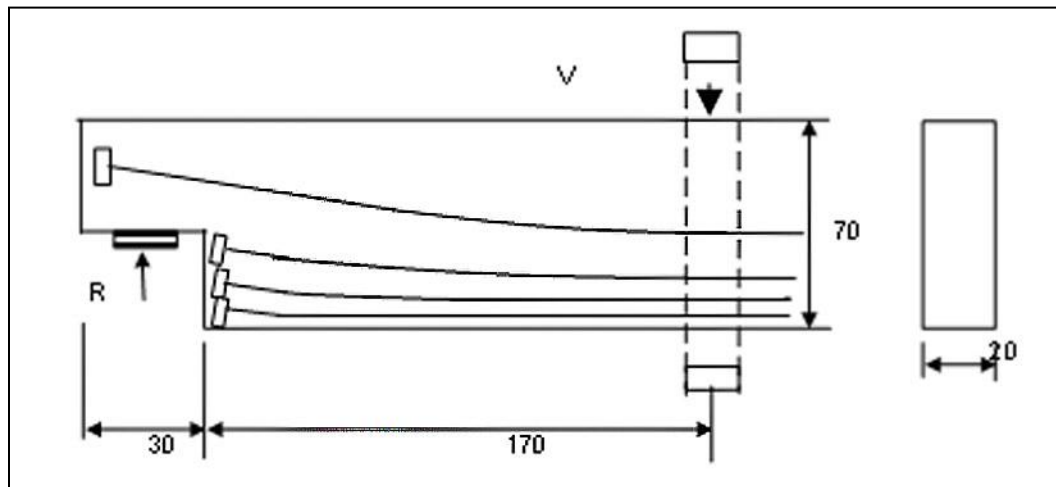


Figura 23a

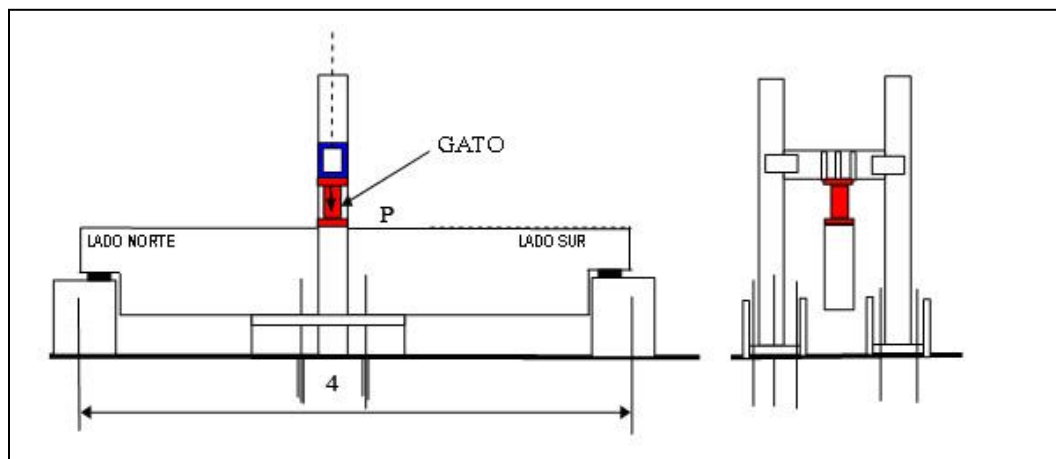


Figura 24. Disposición del presfuerzo y dispositivo metálico para ensaye del espécimen

5.2 REFUERZO DEL ESPÉCIMEN

Presfuerzo

A la trabe se le colocaron 4 cables postensados con un torón de $\frac{1}{2}$ " cada uno: un cable en la parte extendida del extremo y tres en la parte inferior reentrante. Los torones son grado 270 k con una resistencia a la rotura de 18919 kg/cm^2 y con una sección transversal de 0.99 cm^2 por torón (ver apéndice A para el calculo del presfuerzo).

El número de cables y la disposición propuesta fue de acuerdo al diseño convencional de una trabe de tablero de puente a base de traves postensadas con una losa de concreto reforzado en colaboración con la misma. Los esfuerzos que se tienen en el modelo de ensaye son similares a los que se tienen en este tipo de estructuración (ver apéndice B).

Refuerzo convencional

El refuerzo fue propuesto en base a las recomendaciones de la FIP comentadas en capítulos anteriores, como se mencionó, la FIP propone dos modelos de puntales y tensores. En este trabajo se investigó cual de ellos es más eficiente.

Refuerzo tipo 1

Modelo 1

Considera un refuerzo vertical para subir la fuerza cortante de la parte inferior reentrante del extremo hacia el apoyo de la trabe.

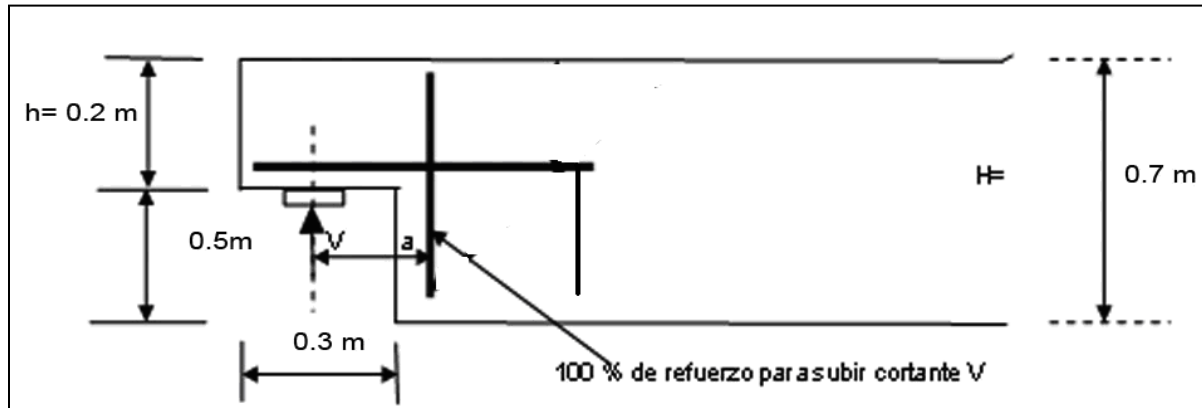


Figura 26a. Arreglo del refuerzo en modelo 1 de puntales y tensores.

Refuerzo tipo 2

Modelo 2

Este refuerzo considera 2 tipos de refuerzos para subir la fuerza cortante de la parte inferior reentrante del extremo hacia el apoyo y son uno vertical como el modelo tipo 1 y un refuerzo inclinado. Para el diseño se considera una

contribución del 50% de cada uno de estos refuerzos para subir la fuerza cortante.

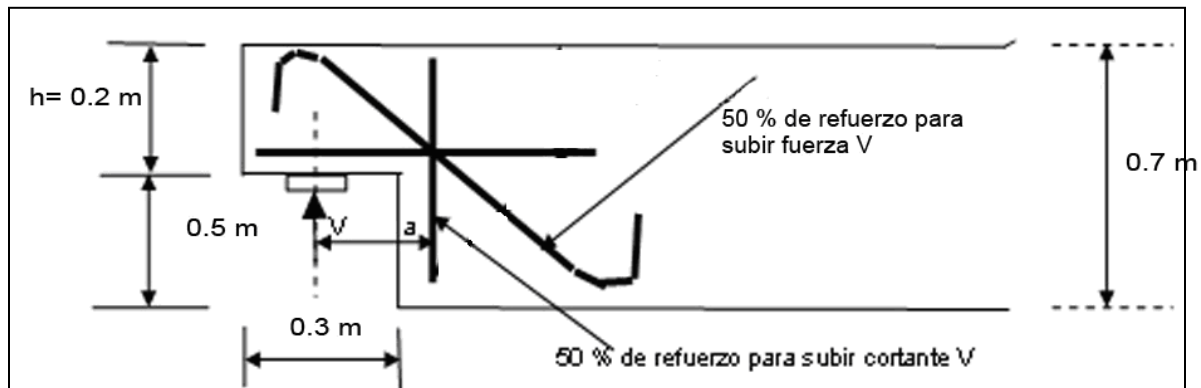


Figura 26b. Arreglo del refuerzo en modelo 2 de puntales y tensores.

En la trabe se colocará el refuerzo tipo 1 en un extremo (lado NH) y el refuerzo tipo 2 en el otro (lado NI).

El diseño del espécimen por medio de un modelo de puntales y tensores se muestra en el apéndice A.

Los diseños resultantes se muestran en la figuras 27 y 28 para el espécimen de ensaye. Los extremos de la viga se han nombrado NH (para modelo 1) y NI (para modelo 2), para identificar los armados de acuerdo a los modelos de puntales y tensores considerados en el diseño.

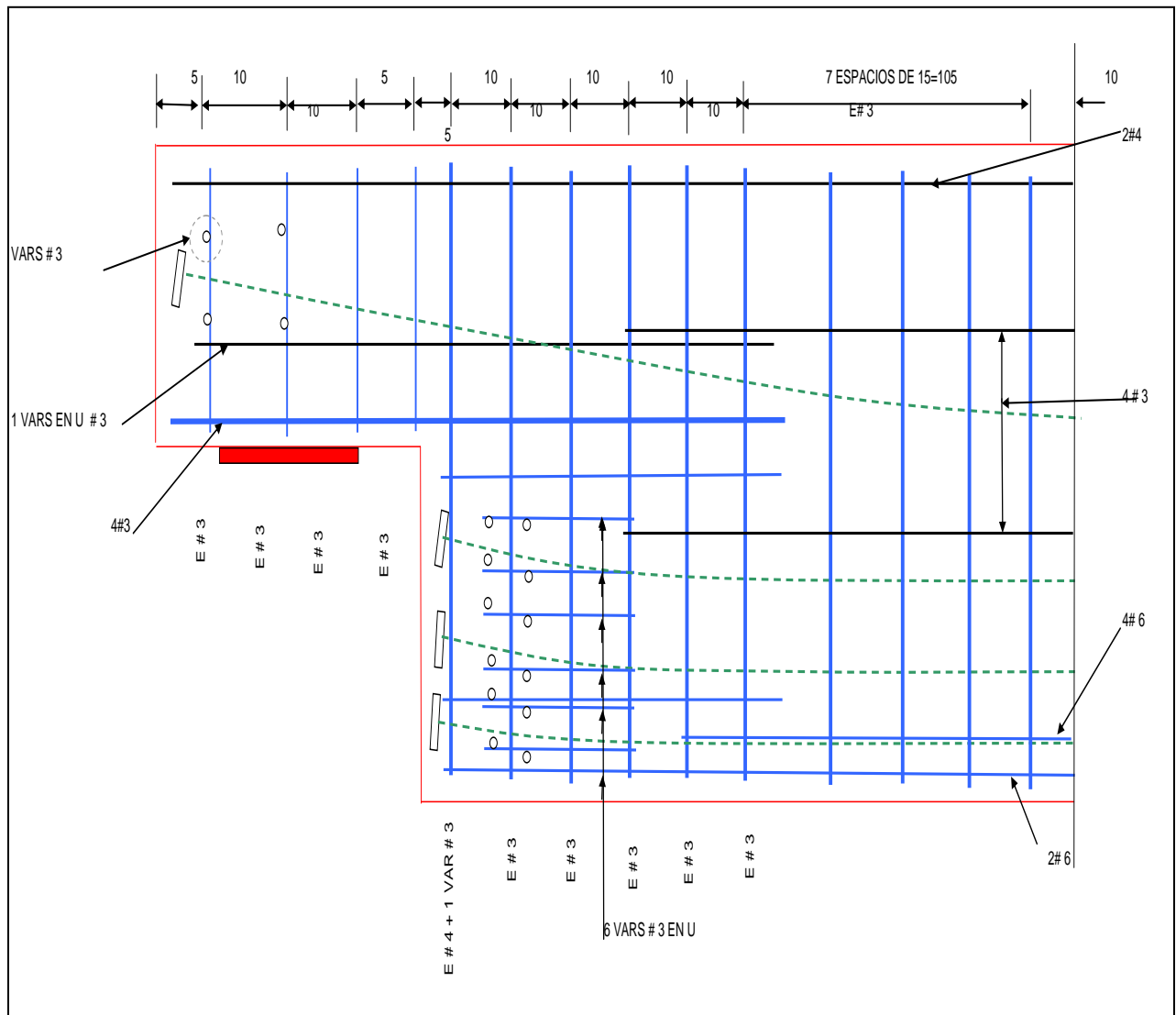


Figura 27. Refuerzo en extremo recortado NH (modelo 1)

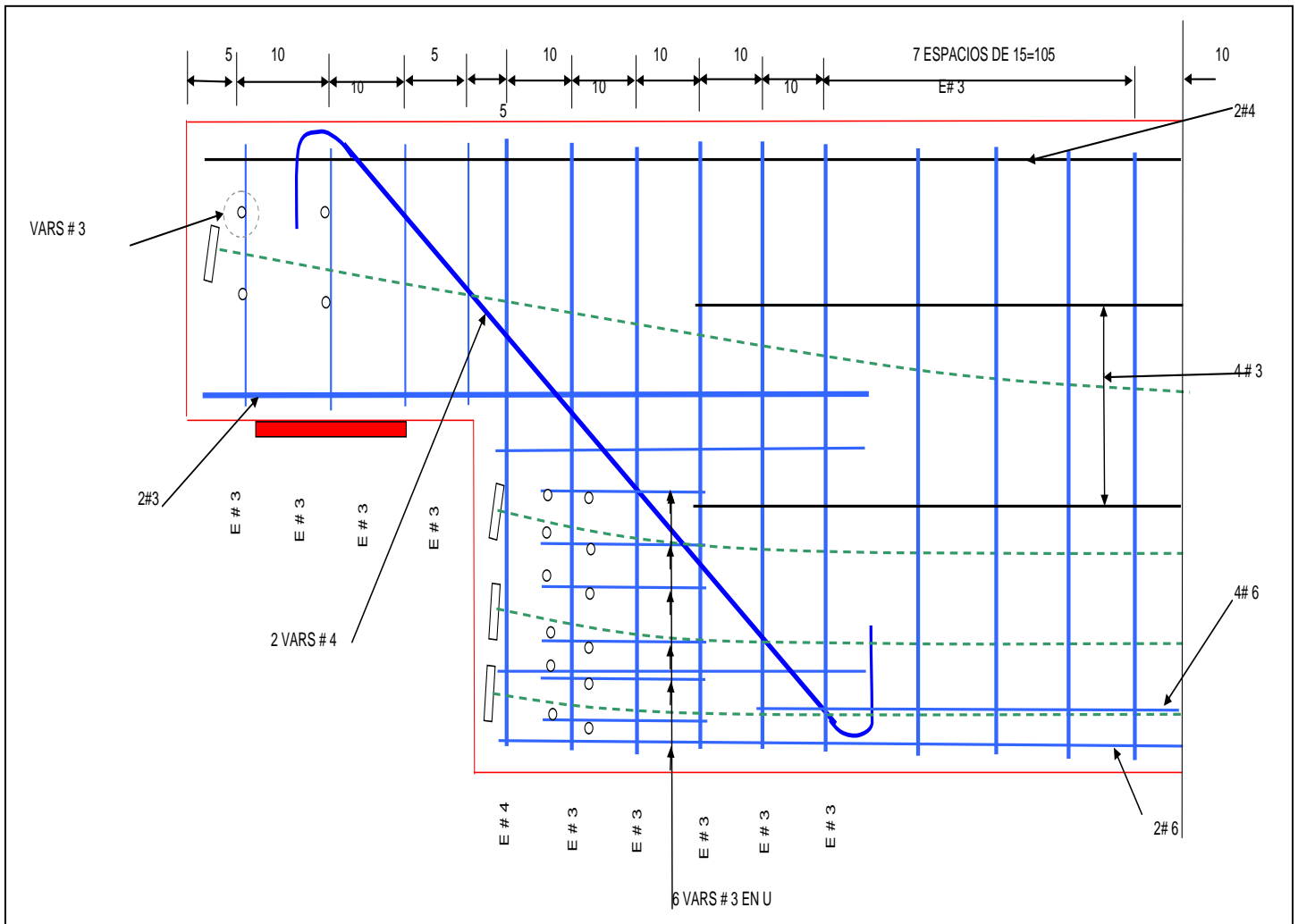


Figura 28. Refuerzo en extremo recortado NI (modelo2)

5.3 CONSTRUCCIÓN DEL ESPÉCIMEN

El espécimen se construyó en el laboratorio de materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana. Las características de los materiales con que fue construido el espécimen fueron las siguientes:

Concreto

El concreto fue mezclado y dosificado en el laboratorio y de acuerdo a los resultados de los cilindros de prueba se obtuvieron los siguientes parámetros de diseño:

Resistencia a la compresión a los 28 días $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de elasticidad $E = 180000 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo

Las características del acero de refuerzo con que se construyó el espécimen son las siguientes:

Resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de elasticidad $= 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Acero de presfuerzo

Las características del acero de presfuerzo con que se construyó el espécimen son las siguientes:

Resistencia a la ruptura $f_{su} = 19000 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de elasticidad $= 2000000 \text{ kg/cm}^2$
Acero de baja relajación
Esfuerzo de tensión inicial $= 15200 \text{ kg/cm}^2$

5.4 INSTRUMENTACIÓN INTERNA

La instrumentación interna consistió en deformímetros eléctricos para acero los cuales fueron colocados en puntos estratégicos, con el fin de obtener información acerca de las fuerzas que son transmitidas al refuerzo. En las figuras 29 y 30 se muestra la colocación y la nomenclatura de la instrumentación interna para los extremos NH y NI.

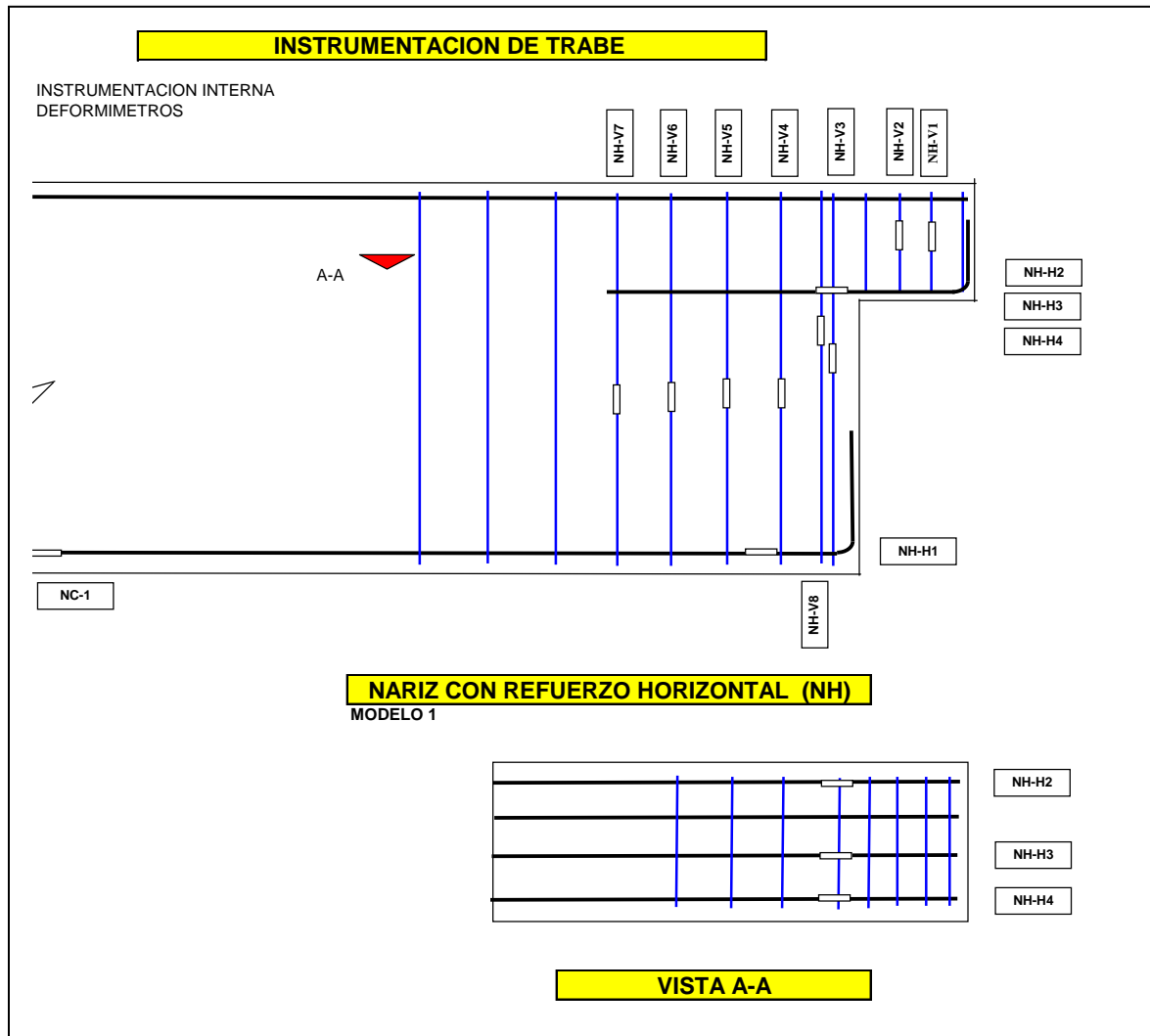


Figura 29. Instrumentación interna en extremo NH

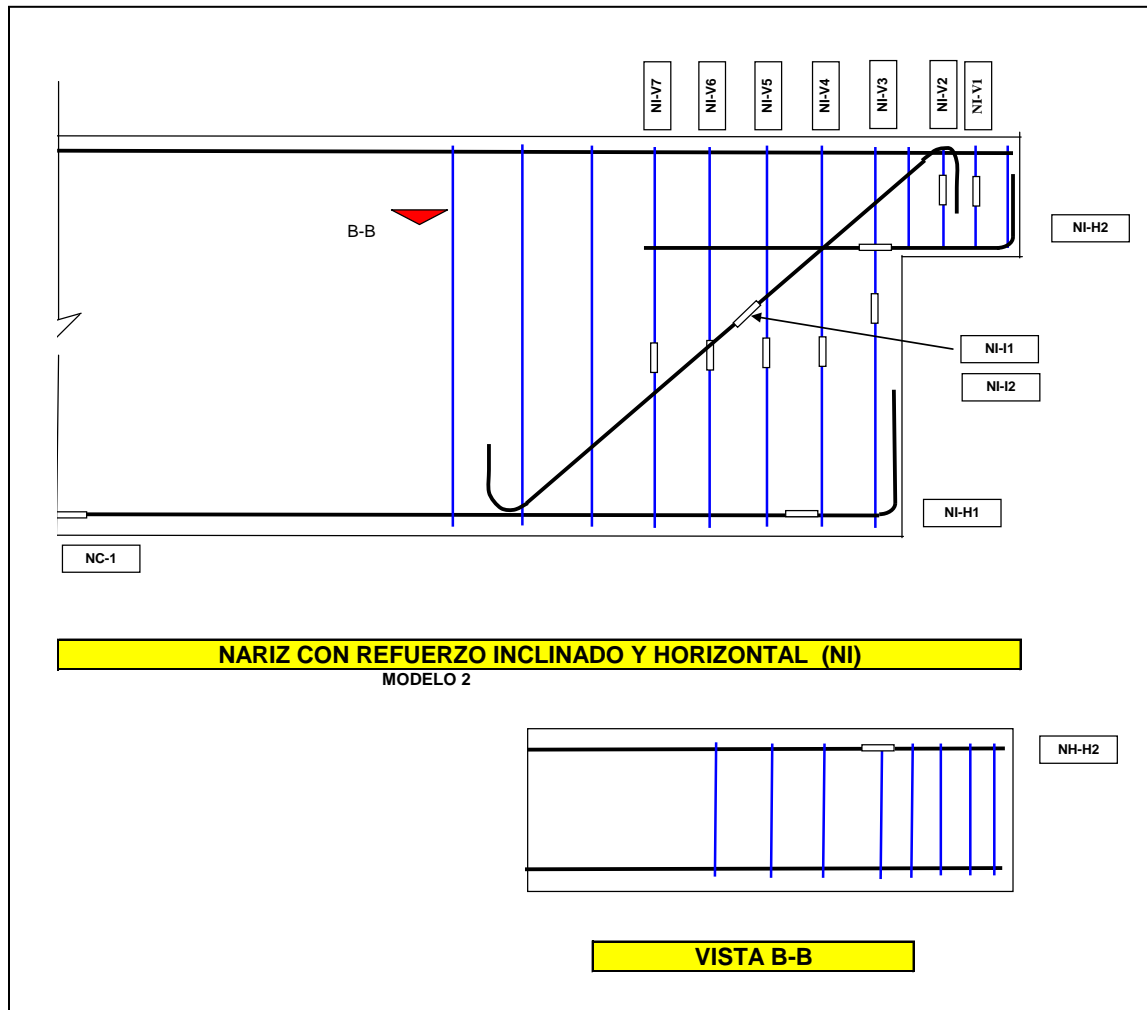


Figura 30. Instrumentación interna en el extremo NI

5.5 INSTRUMENTACIÓN EXTERNA

La instrumentación externa consistió en la colocación de 3 celdas de carga, con las cuales se monitoreó la carga aplicada al modelo. También se colocaron transductores de carátula en la parte inferior de la viga y en las zonas inferior y lateral de los extremos recortados. Se colocaron dos transductores de vástago en las zonas donde se esperaba tener el puntal de compresión en la parte inferior del extremo recortado. En la figura 31 se muestra la disposición de la instrumentación externa.

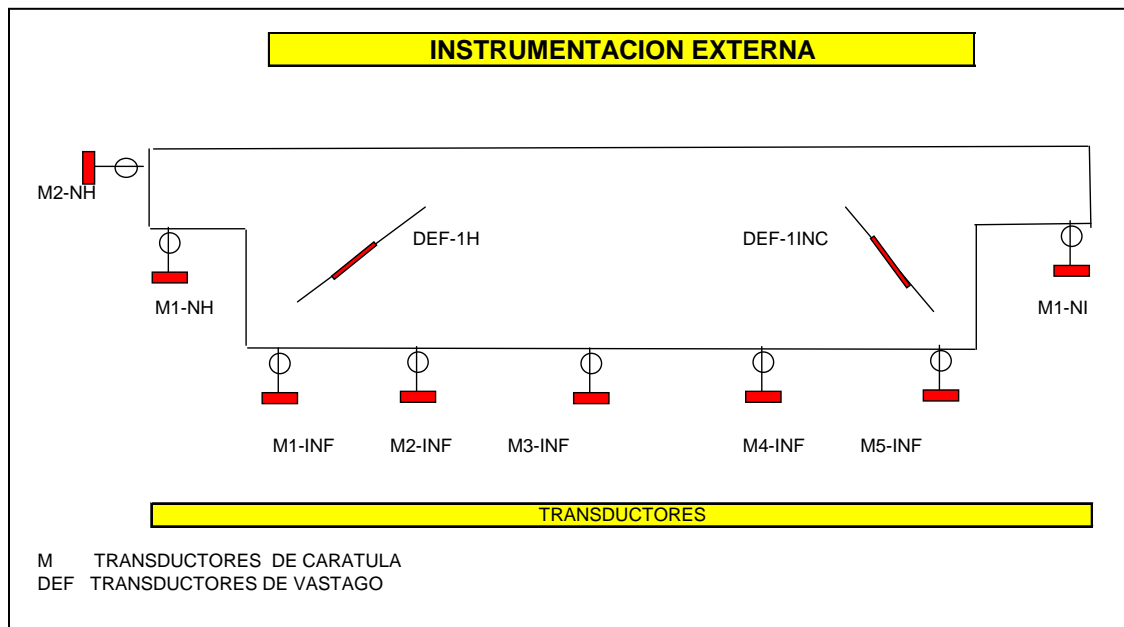


Figura 31. Instrumentación externa

5.6 FABRICACIÓN

El espécimen fue construido con el siguiente procedimiento:

- 1.- Cortado de refuerzo a las medidas y geometría requeridas
- 2.- Colocación de los deformímetros en las varillas indicadas según detalles de instrumentación interna anteriormente descritos.
- 3.- Colocación del refuerzo.
- 4.- Colocación de cables de presfuerzo.
- 5.- Cimbrado de acuerdo a la geometría del espécimen.
- 6.- Colado del espécimen
- 7.- Curado a temperatura ambiente por medio de arena húmeda durante 7 días.
- 8.- Descimbrado del espécimen
- 9.- Tensado del presfuerzo a los 28 días.
- 10.- Colocación del espécimen en el dispositivo de ensaye.

Se muestran fotografías del proceso (figuras 32 a 34):



Figura 32. Fotografía vista de extremo NI



Figura 33. Vista de extremo NH



Figura 34. Detalle de Deformímetros

CAPÍTULO 6. ENSAYE DEL ESPÉCIMEN

6.1 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

La trabe de ensaye se sometió a una prueba de carga monótona la cual fue controlada por medio de incrementos de carga, las cuales eran leídas en las celdas de carga colocadas debajo de los gatos del dispositivo de prueba.

Los incrementos de carga en el centro del claro fueron de 1000 kg en la etapa de 0 a 6000 kg, de 500 kg de 6000 kg a 17000 kg y de 250 kg de 17000 kg hasta la falla.

Los registros de agrietamiento y de cambios importantes en el modelo se hicieron en 13 etapas, de las cuales se tiene un historial.

6.2 CAPTURA DE DATOS

Los datos de cada uno de los dispositivos de medición descritos anteriormente, se registraron en un dispositivo de adquisición de datos (TDS-300), al cual se conectaron cada uno de ellos.

El dispositivo consta de 250 canales los cuales reciben señales analógicas y las convierten en señales digitales las cuales, a su vez, son enviadas a una computadora conectada al dispositivo de adquisición de datos. El registro de toda la prueba es guardada en un archivo que se utiliza posteriormente para su análisis.

Durante la prueba se utilizaron dos canales de control, los cuales fueron una celda de carga y el transductor de carátula colocado en la parte media inferior de la viga.



Figura 35. Sistema de adquisición de datos

6.3 ENSAYE

A continuación se presenta la historia de carga del espécimen con la descripción de las etapas importantes de carga y los registros de los parámetros de control, así como, la evolución del agrietamiento hasta la falla del espécimen. Se denomina extremo NH al que tiene refuerzo horizontal y extremo NI al que tiene refuerzo inclinado.

Los patrones de agrietamiento correspondientes a las distintas etapas de carga se ilustran en las figuras 36 a 41. La falla ocurrió en el extremo NH con una fuerza aplicada en el centro del claro de 32 ton, ligeramente superior a la de 28 ton usada en el diseño del extremo.

Paso 1

Etapas con 4 ton de carga total, en la cual se presentó el primer agrietamiento en la esquina reentrante en ambos extremos. El espesor de la grieta fue menor a 0.1 mm. La deflexión en el centro de la trabe fue de 0.7 mm.

Paso 2

Etapas con 5.5 ton de carga total, en la cual la grieta de la esquina reentrante aumentó de longitud y su espesor alcanzó 0.1 mm.

Paso 3

Etapas con 6.5 ton de carga total, en la cual la grieta de la esquina reentrante siguió aumentando en longitud y su espesor siguió en 0.1 mm.

Paso 4

Etapas con 8 ton de carga total, en la cual la grieta de la esquina reentrante siguió aumentando en longitud y tuvo una bifurcación. Su espesor aumentó a 0.15 mm en extremo NH y siguió con el mismo espesor en el extremo NI. La deflexión en el centro de la trabe fue de 2.14 mm

Paso 5

Etapas con 10.5 ton de carga total, en la cual la grieta de la esquina reentrante siguió aumentando en longitud y con el mismo espesor en el extremo NI y aumentando a 0.2 mm en extremo NH. En el extremo NI aparece la primera grieta en la parte inferior de la esquina reentrante. La deflexión en el centro de la trabe fue de 3.25 mm.

Paso 6

Etapas con 13 ton de carga total. En el extremo NH la grieta de la esquina reentrante siguió aumentando en longitud y aumentó el espesor a 0.6 mm. Apareció otra grieta formando tres ramas; además apareció la primera grieta en la parte inferior de la esquina reentrante. En el extremo NI aumentó el espesor de la grieta en la esquina reentrante a 0.2 mm; apareció la segunda grieta en la parte inferior de la esquina reentrante. La deflexión en el centro de la trabe fue de 4.91 mm.

Paso 7

Etapas con 15.5 ton de carga total. En el extremo NH la grieta de la esquina reentrante siguió aumentando en longitud y aumentó el espesor a 0.7 mm; la grieta inferior a la esquina reentrante aumentó en longitud. En el extremo NI aumentó la longitud de la grieta en la esquina reentrante; una de las grietas de la parte inferior de la esquina reentrante aumentó en longitud. La deflexión en el centro de la trabe fue de 6.16 mm.

Paso 8

Etapas con 18 ton de carga total. En el extremo NH la grieta de la esquina reentrante siguió aumentando en longitud y aumentó el espesor a 0.8 mm, apareció la primera grieta paralela a la esquina reentrante y con dirección al apoyo; una de las grietas inferiores a la esquina reentrante aumentó en longitud. En el extremo NI aumentó la longitud de la grieta en la esquina reentrante; una de las grietas de la parte inferior de la esquina reentrante aumentó en longitud. La deflexión en el centro de la trabe fue de 6.98 mm.

Paso 9

Etapas con 20 ton de carga total. En el extremo NH la grieta de la esquina reentrante siguió aumentando el espesor a 0.9 mm, apareció la segunda grieta paralela a la esquina reentrante y con dirección al apoyo; apareció una segunda grieta en la parte inferior de la esquina reentrante. En el extremo NI aumentó la longitud de la grieta de la parte inferior de la esquina reentrante. La deflexión en el centro de la trabe fue de 7.89 mm.

Paso 10

Etapas con 22 ton de carga total. En el extremo NH la grieta de la esquina reentrante siguió aumentando el espesor a 1.0 mm, apareció la tercera grieta paralela a la esquina reentrante, que se unió con las otras dos grietas aparecidas anteriormente con dirección al apoyo; apareció una tercera grieta en la parte inferior de la esquina reentrante. En el extremo NI apareció la primera grieta paralela a la esquina reentrante y con dirección al apoyo. La deflexión en el centro de la trabe fue de 8.84 mm.

Paso 11

Etapas con 24 ton de carga total. En el extremo NH la grieta de la esquina reentrante siguió aumentando de espesor a 1.2 mm, apareció la segunda grieta paralela a la grieta de la esquina reentrante con dirección a la parte más lejana de la placa de apoyo; apareció una cuarta grieta en la parte inferior de la esquina reentrante. En el extremo NI no se apreció movimiento de grietas. La deflexión en el centro de la trabe fue de 10 mm.

Paso 12

Etapas con 26 ton de carga total. En el extremo NH la grieta de la esquina reentrante siguió aumentando de espesor a 1.5 mm, la grieta con dirección a la parte más lejana del apoyo aumentó en longitud y espesor. Apareció una quinta grieta en la parte inferior de la esquina reentrante; además una de las

grietas de la parte inferior de la esquina reentrante aumentó en longitud y espesor. En el extremo NI la grieta con dirección al apoyo aumentó en longitud y espesor. La grieta de la esquina reentrante aumentó en espesor a 0.4 mm. La deflexión en el centro de la trabe fue de 10 mm.

Paso 13

Etapas con 28 ton de carga total. En el extremo NH la grieta de la esquina reentrante siguió aumentando de espesor a 1.7 mm, la grieta con dirección a la parte más lejana del apoyo aumentó en longitud y espesor así como la grieta con dirección a la parte más cercana al apoyo. En el extremo NI la grieta con dirección al apoyo aumentó en longitud y espesor. La grieta de la esquina reentrante aumentó en espesor a 0.6 mm. La deflexión en el centro de la trabe fue de 11 mm.

Paso 14

Etapas con 32 ton de carga total. Falla del extremo NH con falla de compresión en la parte superior de la ménsula y rotura del concreto en la zona de la esquina reentrante. En el extremo NI aumentó el espesor de las grietas en no gran proporción.

En este punto la trabe se apoyó en la parte inferior del extremo NH para seguir cargando la trabe y lograr así la falla del extremo NI. La prueba se llevó hasta una carga de 50 ton de carga total al centro de la trabe sin que ocurriera la falla total del extremo NI. Sin embargo debido a que el extremo NI tuvo una falla dúctil, para fines de diseño se ha tomado la carga de falla de este extremo la carga de 50 ton (debido a la excentricidad que se generó por el apoyo adicional, el extremo NI tuvo una reacción de 20.3 ton) que fue la carga para la cual el ancho de la grieta en la esquina reentrante fue considerable (1.7 mm).

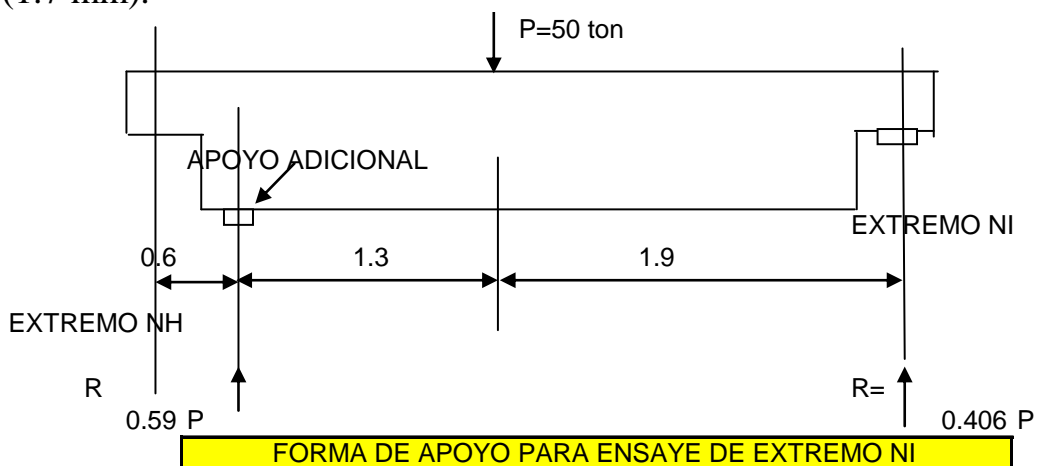


Fig 35 a - Forma de apoyo para la falla de extremo NI

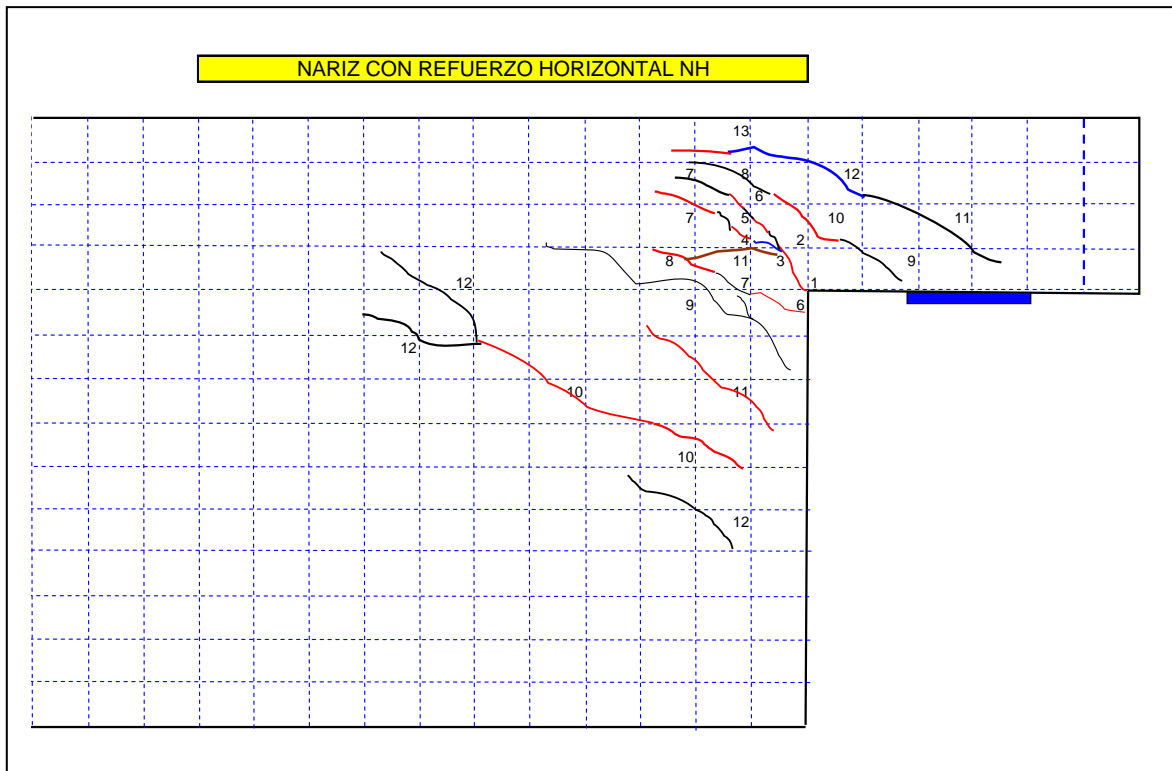


Figura 36. Agrietamiento de extremo NH

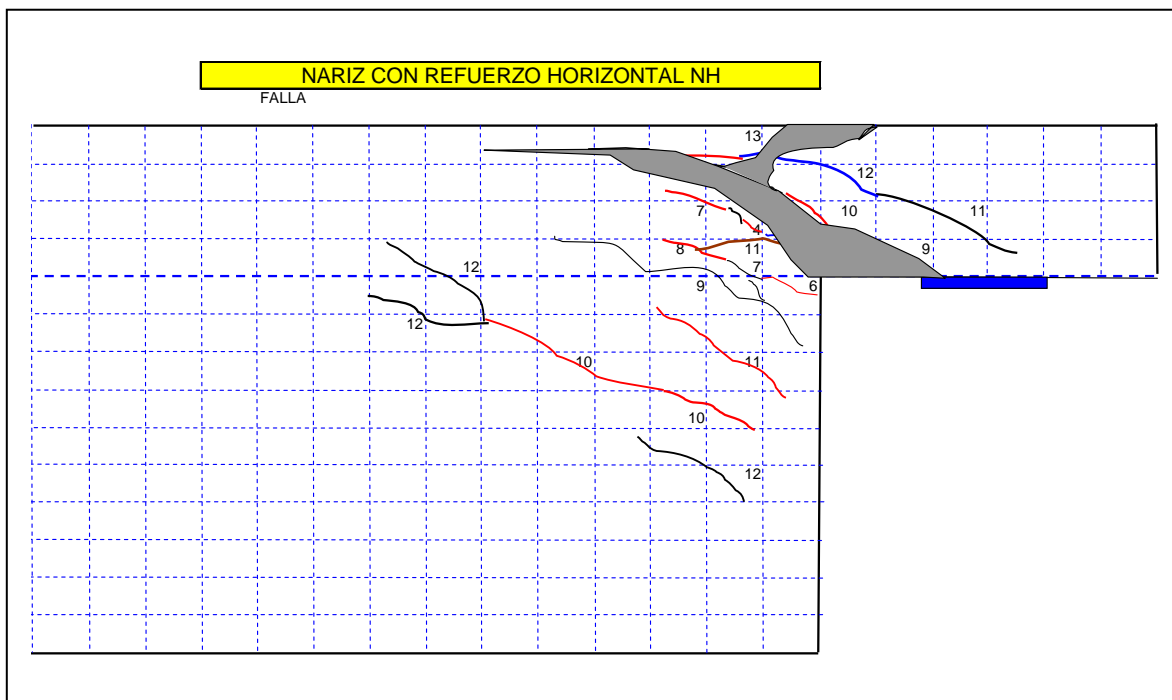


Figura 37. Agrietamiento en la falla de extremo NH

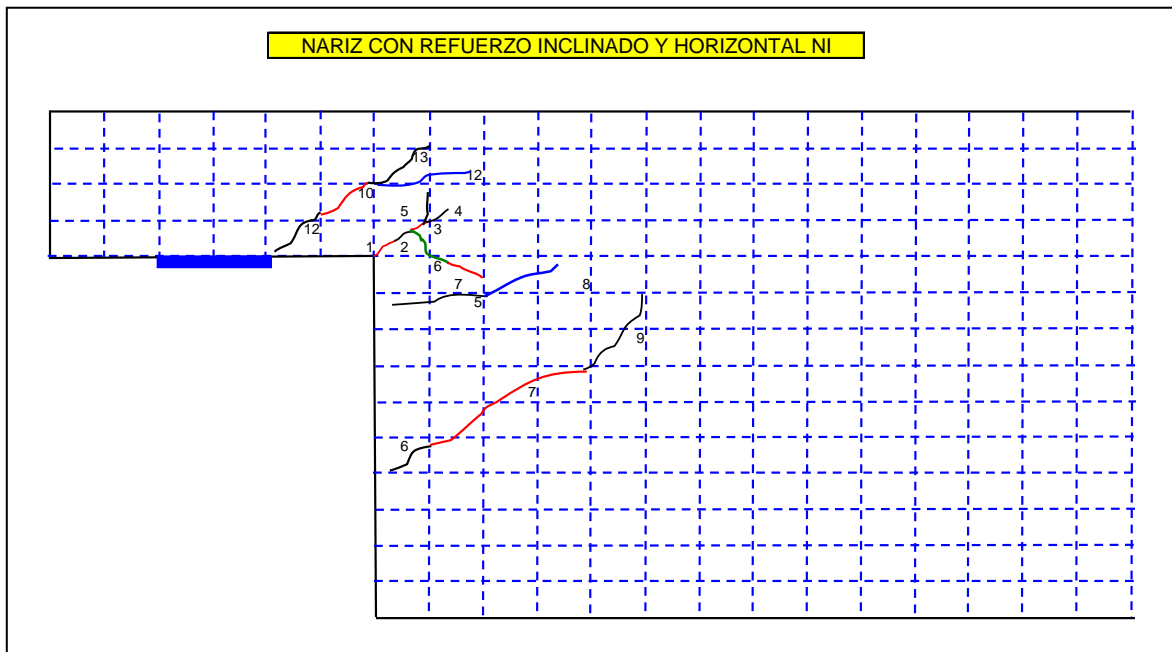


Figura 38. Agrietamiento de extremo NI

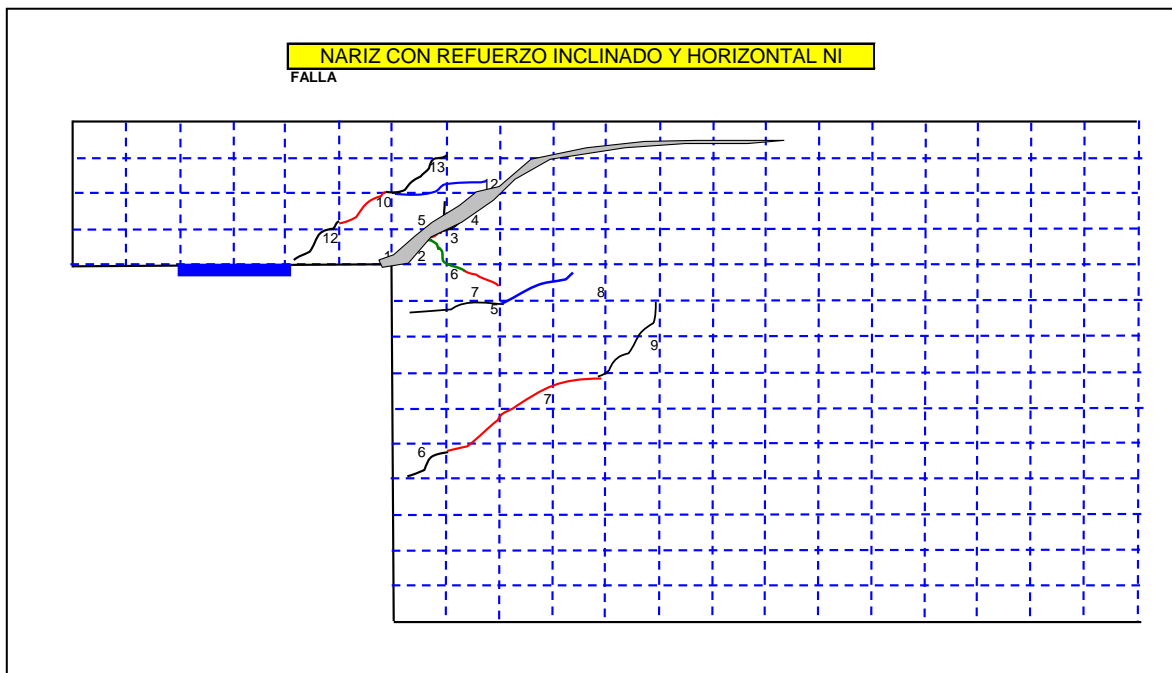


Figura 39. Agrietamiento a la falla de extremo NI



Figura 40. Agrietamiento extremo NI



Figura 41. Agrietamiento extremo NH

6.4 COMPORTAMIENTO

Se puede ver que la viga exhibió un comportamiento lineal casi hasta la falla.

En la figura 42 se muestra la gráfica carga deflexión al centro del claro hasta la falla del extremo NH y en la figura 43 la misma gráfica después de que se descargó la viga y se volvió a cargar hasta la falla del extremo NI.

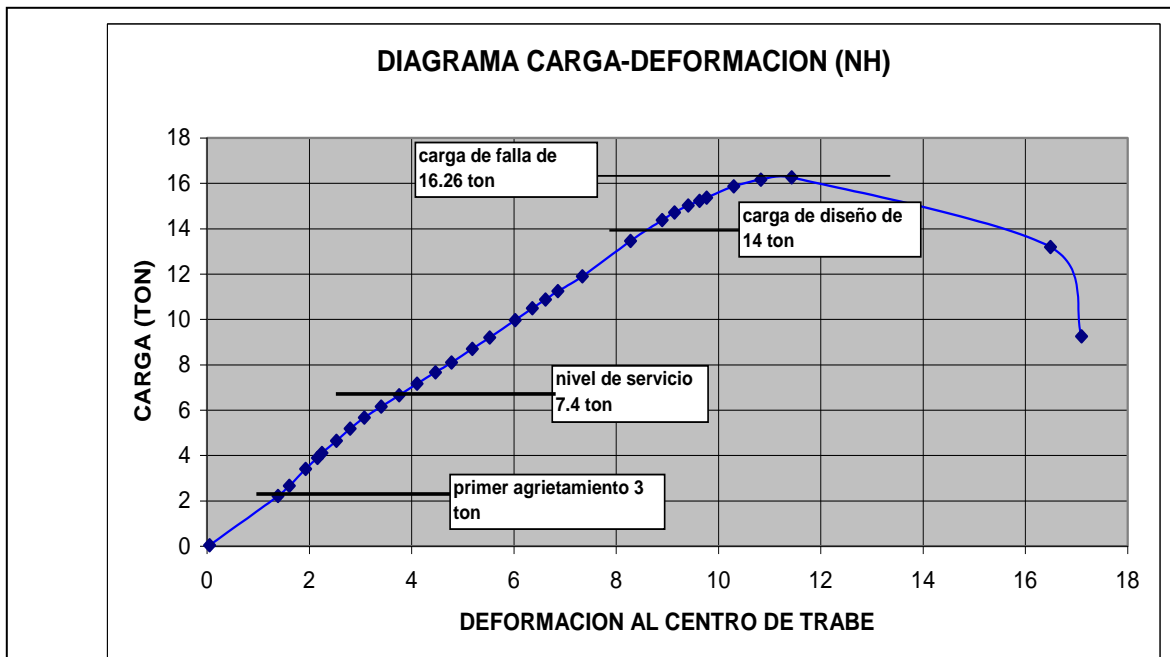


Figura 42. Gráfica carga-deflexión al centro del claro hasta la falla del extremo NH.

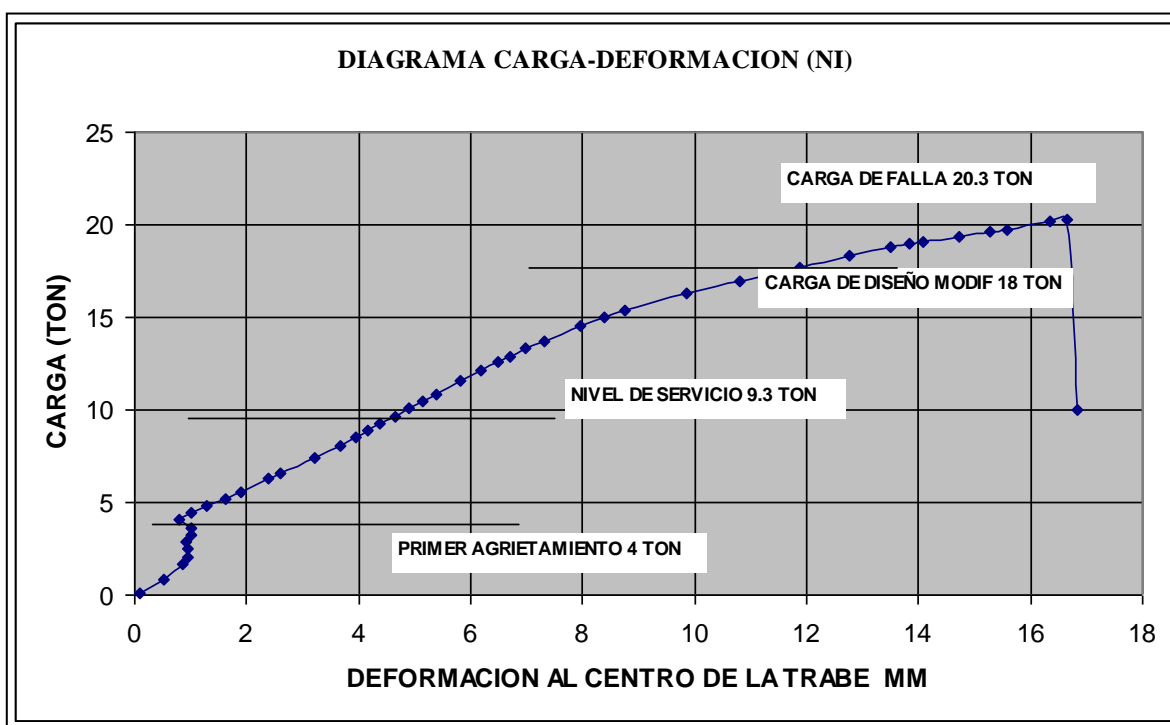


Figura 43. Gráfica carga-deflexión al centro del claro hasta la falla del extremo NI

En la figura 44 se muestra el perfil de deformación de la trabe durante el ensaye. Estas deformaciones son las registradas por medio de los transductores de carátula colocados en la parte inferior de la trabe. Se muestran las deformaciones para las etapas de carga más importantes.

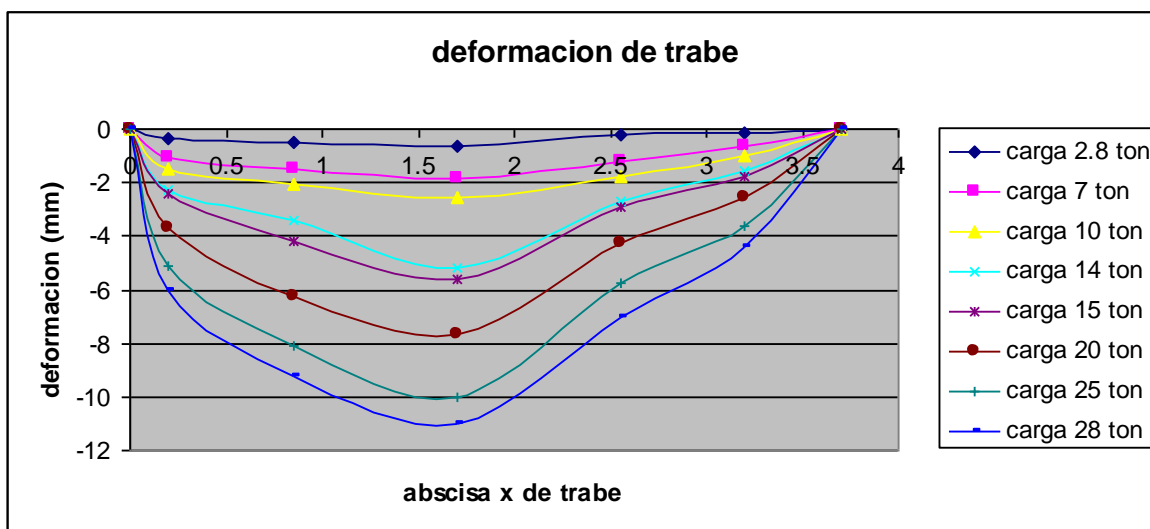


Figura 44. Gráfica de deformación vertical de la trabe de ensaye

De las deformaciones se puede ver que las deformaciones fueron asimétricas y fueron mayores hacia el lado de la trabe NH que es el extremo que falló primero. Esto fue indicio de la rigidez de cada extremo.

6.5 REGISTRO DE LOS DEFORMÍMETROS

De los registros obtenidos en los deformímetros colocados en el refuerzo de la trabe, se puede inferir que se tuvieron mayores deformaciones unitarias, ϵ , en el extremo NH. Con base en estas deformaciones ($\epsilon \cdot \text{deformación}$) se calcularon las fuerzas en cada una de las barras de refuerzos en la que se colocaron estos deformímetros. Los resultados se muestran en las figuras, 45 y 46 y se comparan con las fuerzas obtenidas en los modelos de puntales y tensores:

EXTREMO NH

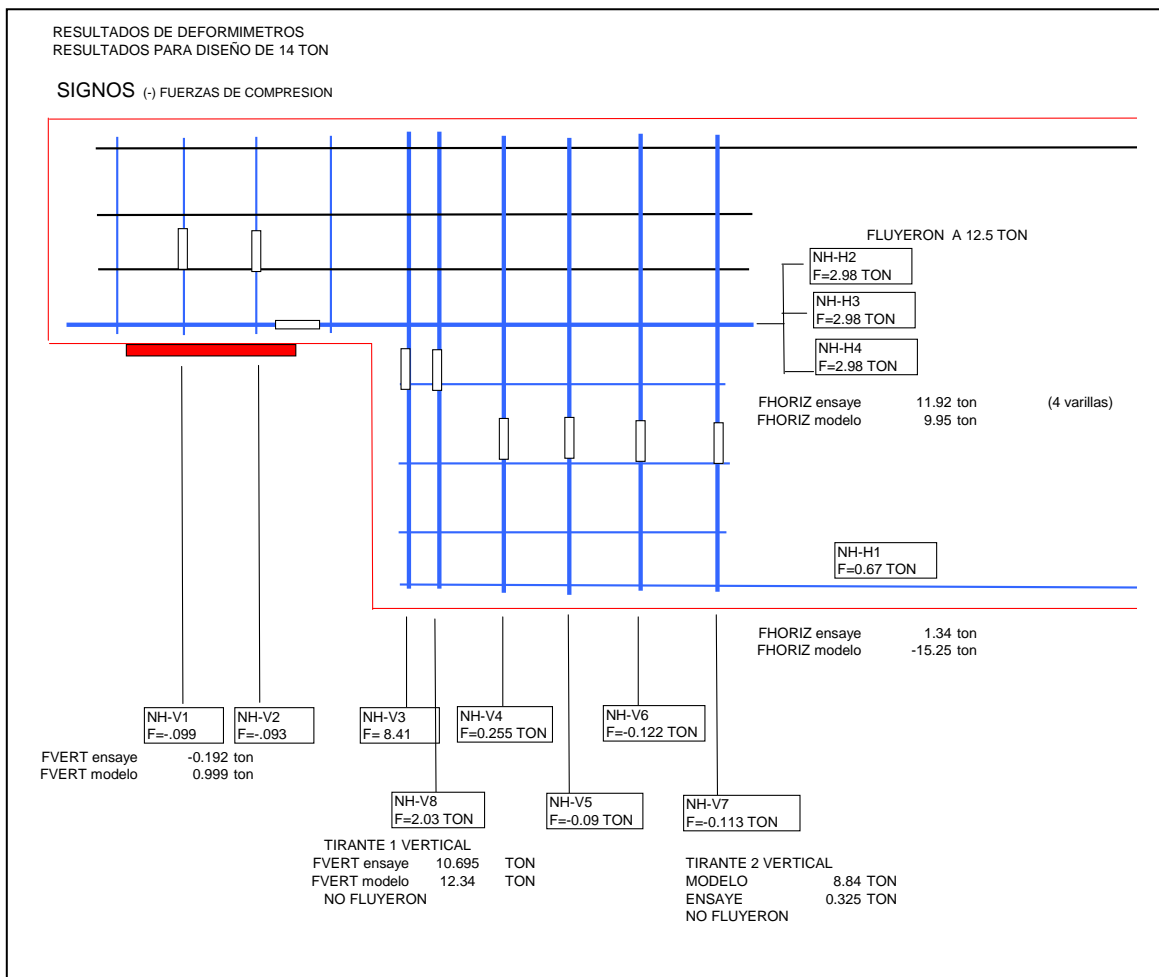


Figura 45. Resultados de deformímetros en extremo NH

EXTREMO NI

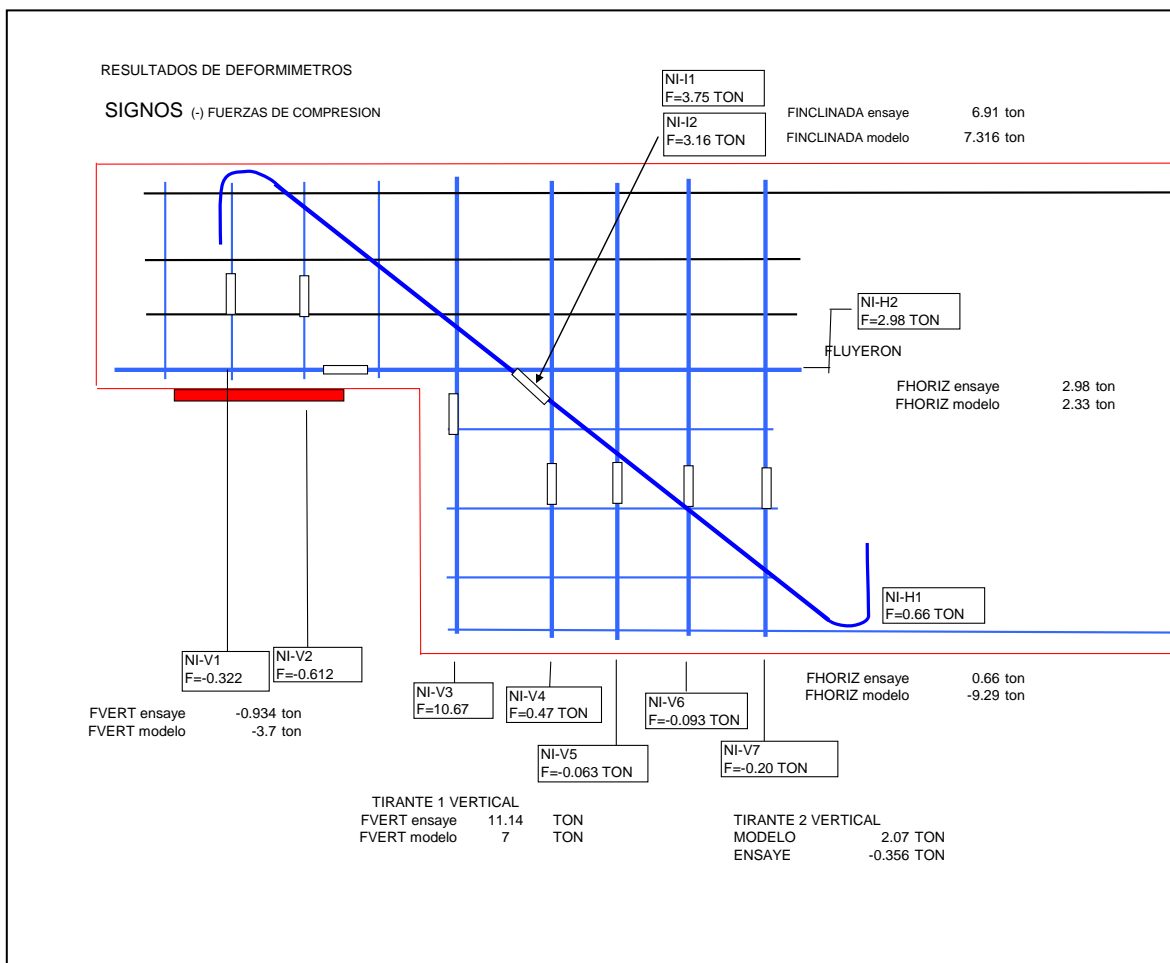


Figura 46. Resultados de deformímetros en extremo NI

De los resultados se puede comentar lo siguiente:

1.- Los tirantes horizontales en el extremo de la trabe, el primer tirante vertical cercano a la esquina reentrante y el tirante inclinado, tienen una buena concordancia con las fuerzas obtenidas de diseño, las diferencias se pueden

atribuir a la resistencia a tensión del concreto, la cual se desprecia en el diseño.

2.- Las fuerzas en el segundo tirante vertical, no concuerdan con el modelo de puntales y tensores, y esto al parecer es por la zona en que se colocaron los deformímetros que fue en la parte inferior de los estribos, los cuales al parecer no tuvieron movimiento debido a la compresión que ejercen los cables de presfuerzo inferiores. A posteriori se vio que hubiese sido mejor colocar los deformímetros en la parte superior de los estribos.

3.- Para el extremo NI se tuvo un mejor comportamiento debido a que el refuerzo inclinado coincide con la dirección de los esfuerzos principales en la zona de la esquina reentrante, lo cual dota a este tipo de armado de mayor ductilidad y menor agrietamiento. Además impide la falla por compresión del concreto, como sucede con el tipo de refuerzo del extremo NH. La fuerza de falla del espécimen NI fue de 20.3 ton, sustancialmente mayor que la de diseño de 14 ton (145% mas). Esto se explica por que:

3.a.- El refuerzo colocado en el tirante horizontal fue un poco mayor que el requerido para la fuerza de diseño de 14 ton. Esto fue debido a que en el diseño se requirieron 0.55 cm² de área de refuerzo y se colocaron 0.71 cm², que es el área de una 1 varilla del # 3 (129% mas), considerando esto se tiene una resistencia de diseño del modelo de 18 ton.

6.6 PUNTALES DE CONCRETO

De los resultados de los transductores colocados en el puntal que ancla el tirante horizontal y que lleva el cortante a la esquina inferior del extremo de la trabe, se obtuvieron los acortamientos, (μ) que se muestran en la figura 47.

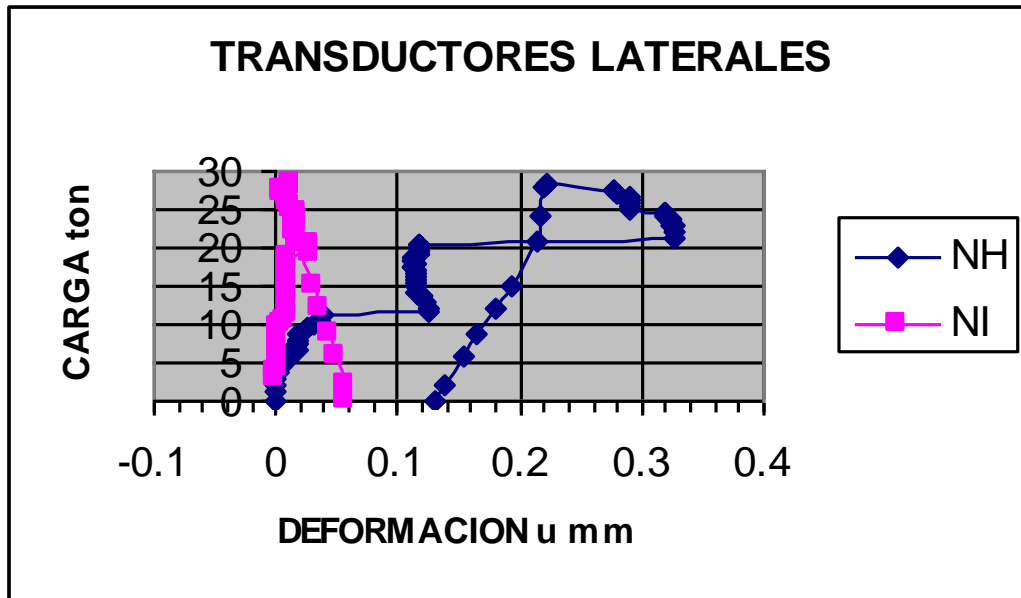


Figura 47. Resultados de deformaciones en transductores laterales

Se comenta lo siguiente acerca de estos puntales:

- 1.- La deformación del Puntal de el extremo NH tiene un valor mayor que el del extremo NI, lo cual indica que el puntal NH está sometido a una fuerza mayor (7.27 ton) que el del extremo NI (1.21ton) al mismo nivel de carga. Esto concuerda con lo asumido en el diseño de considerar que el puntal del extremo NI (fuerza en puntal 3.11 ton) está diseñado para el 50% de la fuerza de diseño mientras que el puntal en el extremo NH esta diseñado para el 100% de la fuerza (fuerza en el puntal 13 ton) . Ver apéndice A.
- 2.- La dirección supuesta del puntal en el modelo de puntales y tensores y que fue en la dirección en que se colocaron los transductores coincidió de manera adecuada con lo indicado con el patrón de agrietamiento. Por lo que se puede asumir que el puntal fue desviado por la compresión del presfuerzo y coincidió con el centroide de los cables del presfuerzo tal y como se supuso en el modelo de puntales y tensores. (Ver figura 48).

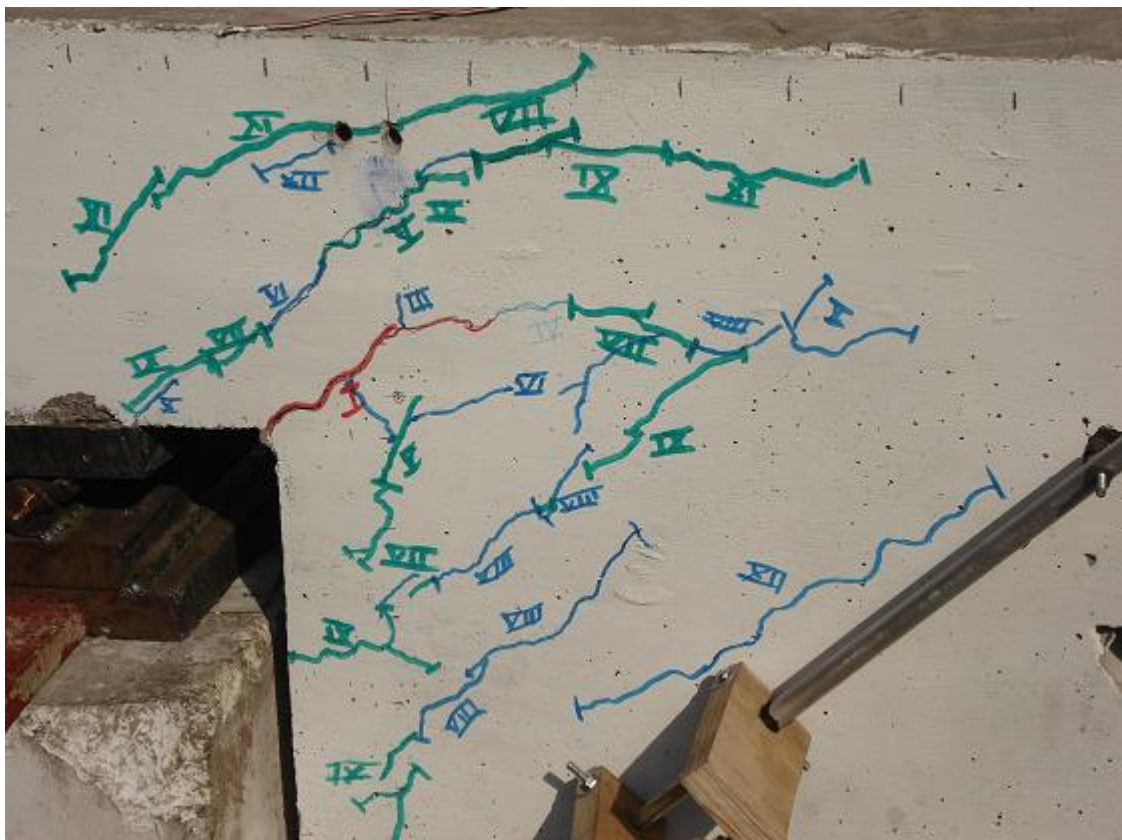


Figura 48. Dirección de puntal inferior

6.7 MODOS DE FALLA DEL EXTREMO NH

En el extremo NH se formó primeramente una grieta en la esquina reentrante. Paralela a esta grieta se formó posteriormente una grieta que tenía una dirección hacia la esquina interior de la placa de apoyo. Conforme se aumentó la carga, estas grietas fueron creciendo en longitud y en espesor formándose un puntal de compresión con aproximadamente la misma dirección que el supuesto en el modelo de 38° (figuras 48 y 49). El tirante horizontal registró las deformaciones más altas fluyendo a una carga 23 ton. en el gato central de la trabe (11.5 ton en extremo NH) . El tirante vertical T1 no llegó a fluir para la carga de falla.

La falla ocurrió por aplastamiento del concreto en la parte superior de la ménsula para una carga de 32 ton (16 ton por apoyo). Y ocurrió de manera súbita. La carga de diseño del espécimen, que es la resistencia teórica, fue de 14 ton.

El refuerzo longitudinal inferior de la trabe al centro del claro de la misma no alcanzó la fluencia, pero sí se registraron deformaciones en dicho refuerzo cercanos al 70% de su fluencia. Este mismo refuerzo longitudinal en la zona inferior de la esquina reentrante no presentó deformaciones importantes lo cual indica que la compresión de los cables inferiores disminuyó la tensión en este refuerzo tal y como se supuso en el modelo.

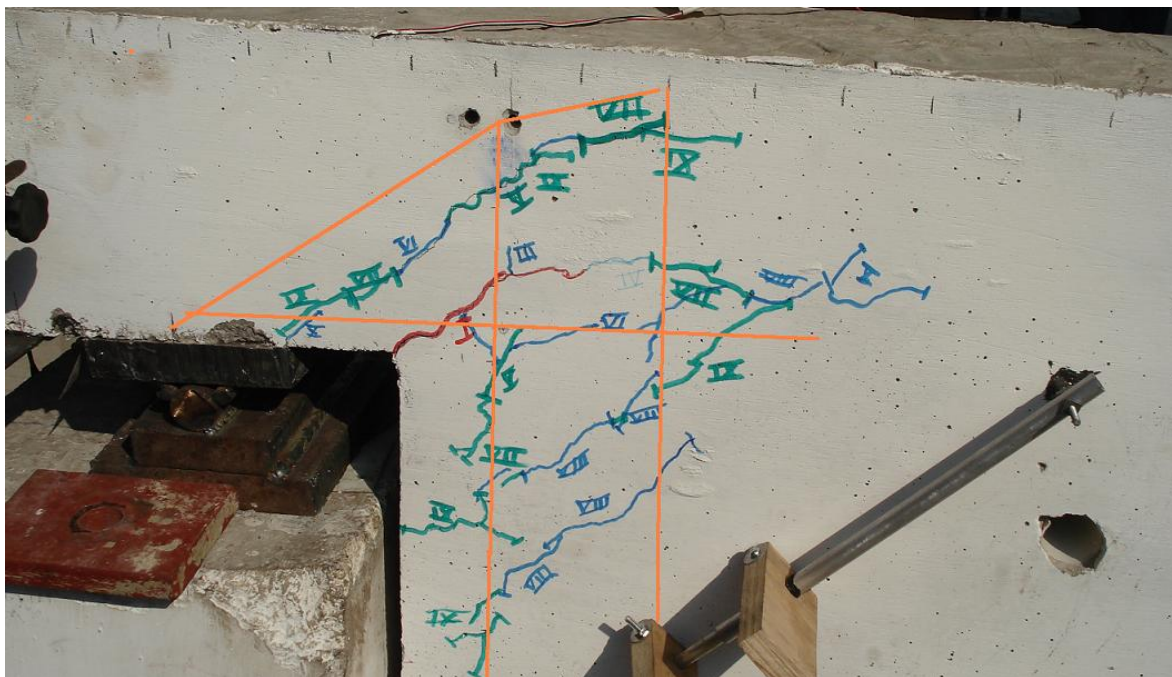


Figura 49. Formación de puntales y tirantes



Figura 50. Puntal de compresión

6.8 MODO DE FALLA DEL EXTREMO NI

El extremo NI tuvo mayor resistencia y ductilidad debido a la combinación de los dos mecanismos recomendados por la FIP. La primera grieta se presentó al mismo nivel de carga que el extremo NH pero con menor abertura y se detuvo a la altura del cruce del tirante de refuerzo inclinado. El refuerzo horizontal del extremo recortado (NI) tuvo su fluencia a un valor de la reacción en el apoyo de 17.5 ton. Debido a que las áreas de acero colocadas fueron mayores a las calculadas en el diseño con modelos de puntales y tensores, el espécimen de ensaye resistió mayor carga que la de diseño. En el tirante horizontal se colocó un área de acero de una varilla del # 3 ($A_s=0.71 \text{ cm}^2$) y por diseño se necesitaba un área de acero de 0.55 cm^2 ; tomando en cuenta lo anterior la carga que debería resistir el espécimen es de $(14 \times 0.71 / 0.55)$ 18 ton que es un 89% de la carga de falla (ver fig. 50a)

El refuerzo longitudinal inferior de la trabe se comportó de la misma manera que se mencionó en el modo de falla del extremo NH.



Fig. 50ª . Falla de extremo NI

6.9 CONCLUSIONES

De los resultados se puede concluir lo siguiente:

- 1.- El modelo de puntales y tensores recomendado por la FIP para traves de concreto reforzado, al cual se le incluyeron las fuerzas del presfuerzo, tuvo resultados que se aproximan de una manera aceptable a lo obtenido experimentalmente.
- 2.- El modelo no tuvo problemas de anclaje de refuerzo ya que todos los nodos se comportaron adecuadamente, sin que se presentaran fallas por adherencia, aun cuando las varillas son de diámetros pequeños. Para anclar el tirante horizontal se tuvieron que colocar varillas transversales para cumplir con la longitud de anclaje necesaria de acuerdo a la FIP. (ver apéndice “A”)
- 2.- Debido a que sólo se realizó un ensaye se recomienda, hacer otros especímenes con refuerzos en los que se utilice sólo el modelo 2 recomendado

por la FIP, y con refuerzo local adicional y de una cartela en la esquina reentrante con el fin de reducir los agrietamientos en esa zona .

3.- En las trabes de puentes, normalmente los esfuerzos de compresión en la zona del extremo recortado son mayores a los que se aplicaron en el espécimen de ensaye de este trabajo. Estos esfuerzos mayores conducirían teóricamente a un mejor comportamiento, pero es conveniente hacer pruebas con diferentes niveles de compresión en el extremo, para verificarlo.

4.- Los modelos de puntales y tensores propuestos por el reglamento FIP arrojaron resultados que predicen adecuadamente la resistencia de los extremos recortados de trabes presforzadas. El modelo NI puede ser usado con seguridad para el diseño de extremos recortados de trabes presforzadas, solo se deberá agregar refuerzo en la esquina reentrante para controlar el agrietamiento.

5.- Los agrietamientos en la esquina reentrante a nivel de servicio ($0.53 V_u$) fueron de 0.15 mm para el extremo NH (7.4 ton) y de 0.15 mm para el extremo NI (9.3 ton) . Estos agrietamientos fueron menores a los permisibles de 0.4 mm para zonas de ambiente no corrosivo.

6.- Las cantidades de refuerzo para el extremo NI fueron de 6.7 Kg. y para el extremo NH de 7.34 Kg. (estas cantidades solo se consideran las varillas de los tirantes de cada extremo). Lo cual indica que el extremo NI es mas eficiente también en cuanto a cantidades de materiales. Cabe comentar que la colocación de las varillas inclinadas se dificulta por la gran cantidad de refuerzo y presfuerzo que se coloca en los extremos recortados.

7.- La relación de las cargas de falla de los especímenes contra las cargas de diseño para el extremo NI fue de 1.13 y para el extremo NH 1.14 . Estos resultados comparados contra los de otras investigaciones parece que tienen un buen grado de certeza. A continuación se presenta la tabla 2 que contiene los resultados de algunas investigaciones que se presentan en la referencia 15 (ACI subcommitté 445-1) .

Titulo	Autor	Carga falla/carga diseño
Design of Deep Reinforced Concrete Continuous Beams	Rogowsky , D.M. and MacGregor J.G. (1986)	De 0.96 a 2.14
Wandartiger Trager	Leonhardt and Walther (1966)	1.74
Studies of disturbed regions near Discontinuities in reinforced Concrete Members	Cook and Mitchell (1988)	1.18
Comportamiento de vigas peraltadas diseñadas con el método de puntales y tensores	Uribe and Alcocer (2001)	1.35

Tabla 2. Algunos resultados de pruebas con modelos de Puntales y tensores

Apéndice A

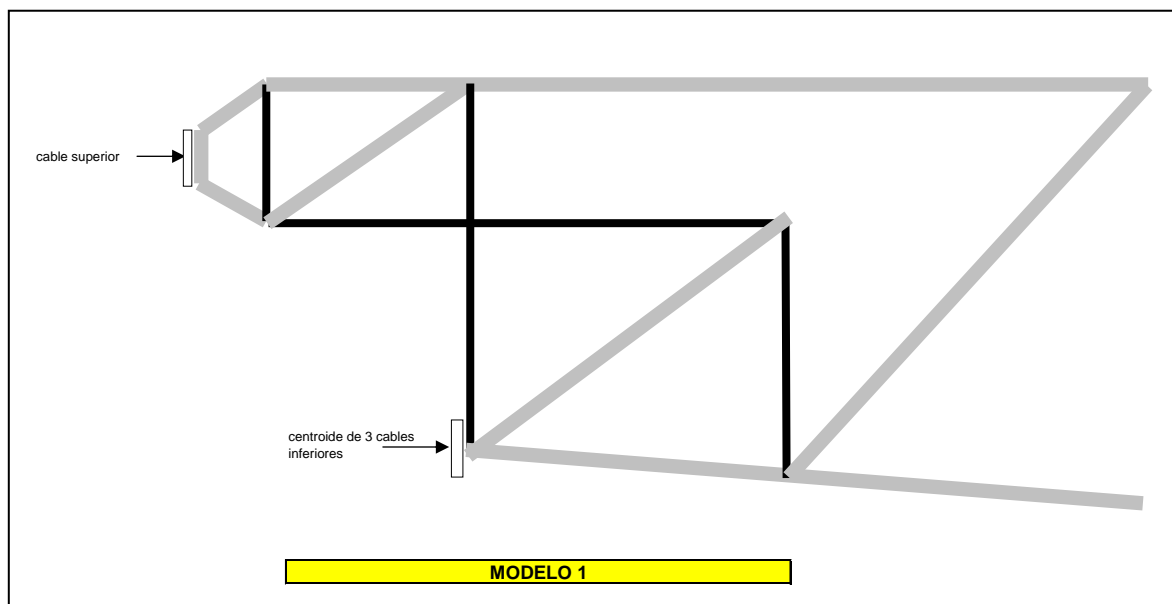
Modelo de puntales y tensores del espécimen de prueba

DISEÑO DE EXTREMO RECORTADO

El extremo recortado de la trabe presforzada se diseña de acuerdo a los modelos de puntales y tensores recomendados por “FIP Recommendations 1999”. Esta publicación recomienda diseñar con la combinación de 2 tipos de modelos de puntales y tensores, asignándole el 50% de las fuerzas a cada uno de ellos. En este trabajo se probará en un extremo (NH) el modelo 1 y en el otro extremo la combinación de los modelos 1 y 2. Se presentan a continuación los dos modelos.

Modelo 1. Refuerzo tipo 1 (extremo denominado NH)

En este modelo de puntales se utiliza el modelo tipo 1 recomendado por el FIP, mencionado en el capítulo 4. Este modelo se modifica para introducir las fuerzas del presfuerzo que genera puntales de compresión y modifica el estado de esfuerzos del extremo, se muestra a continuación el modelo:

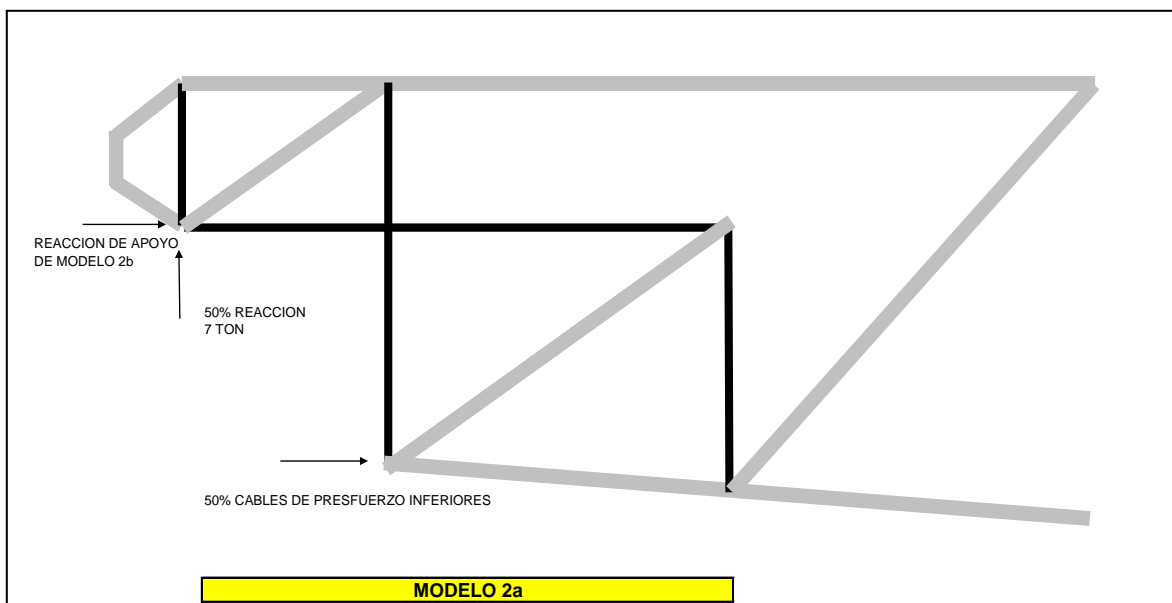


Los puntales que salen del cable superior fueron definidos por la posición de la placa de anclaje y por la posición de la reacción de la trabe. El puntal inferior fue definido por el centroide de los cables de presfuerzo inferiores, los cuales deberán desviar la dirección de la fuerza cortante y deberá coincidir con el centroide de estos cables. Este puntal inferior deberá

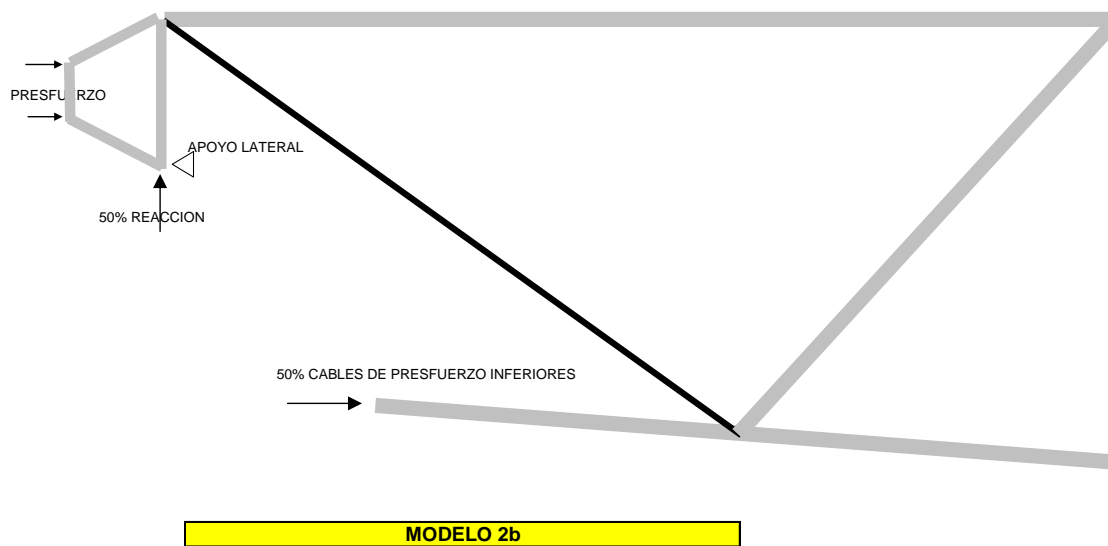
comprimir el tirante inferior; En el modelo con las fuerzas reales se averiguará si queda en tensión o si llega a comprimirse como se ha supuesto en este modelo. Este mismo puntal se ha colocado en su parte final en la parte media del tirante horizontal que sale del extremo recortado.

Modelo 2. Refuerzo tipo 2 (extremo denominado NI)

Este modelo es igual al anterior pero se le ha agregado un tirante inclinado, lo cual hace que se formen dos tipos de mecanismos para subir la carga al apoyo. Los 2 modelos de puntales y tensores que se han propuesto son los siguientes:



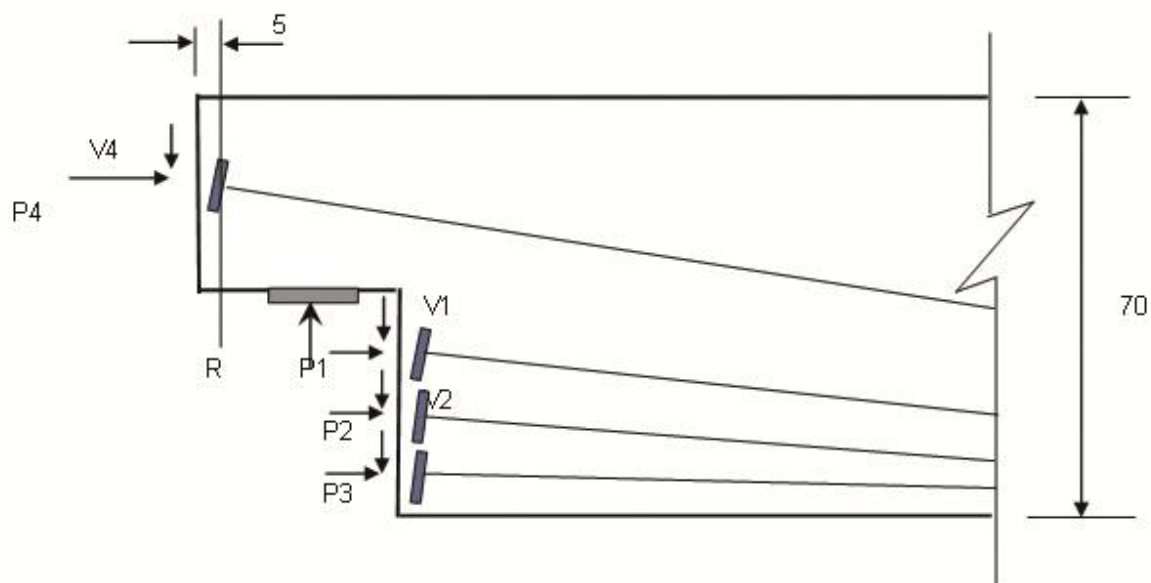
Comportamiento de extremos recortados de traveses de concreto presforzado
Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba



Cada uno de estos modelos (modelo 2a y modelo 2b) se diseñaron para el 50% de las cargas.

Se presenta a continuación el diseño de los modelos el cual se hace con las siguientes cargas:

1. Reacción en el apoyo de 14 ton.
- 2.- Fuerza en los anclajes después de perdidas. Las componentes horizontales y verticales de los cables de presfuerzo en ambos extremos de la viga son:



FUERZAS			
	LADO TENSADO (NI)	LADO PASIVO (NH)	
	F (TON)	F (TON)	ÁNGULO CABLE
P1	9.01	8.33	7.77
P2	9.01	8.33	5.71
P3	9.01	8.33	2.86
P4	10.08	8.5	11.3
V1	1.22	1.13	7.77
V2	0.9	0.83	5.71
V3	0.45	0.42	2.86
V4	1.98	1.67	11.3
R	14	14	

3.- Las fuerzas en los tirantes y puntales se calcula como si el modelo fuera una armadura. Este análisis se hace con el Programa STAAD.

4.- Se elaboró un modelo con elementos finitos para verificar la trayectoria de los esfuerzos principales y el cálculo de los esfuerzos en diferentes secciones y verificar la posición y dirección de los puntales y tensores.

REVISIÓN DE CORTANTE MÁXIMO Y ANCLAJE DEL REFUERZO EN ZONA DE APOYO

CORTANTE COMO MENSULA

$$V_u = 14 \text{ ton}$$

$$V_{MAX} = \text{MIN} \left\{ \begin{array}{l} 0.2 f'_c b d \\ 56 b d \end{array} \right.$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 16.5 \text{ cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{MAX} = 18.48 \text{ TON} > 14 \text{ TON}$$

Por lo tanto la mensula resistirá la fuerza de diseño

Revisión del anclaje de varillas horizontales

Cálculo de factor β_s

Se deberá colocar por lo menos una cantidad de estribos mayor a 0.003

$$A_s / b s \geq 0.003$$

$$A_s = 1.42 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ E\#3}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$\gamma = 32.7351497$$

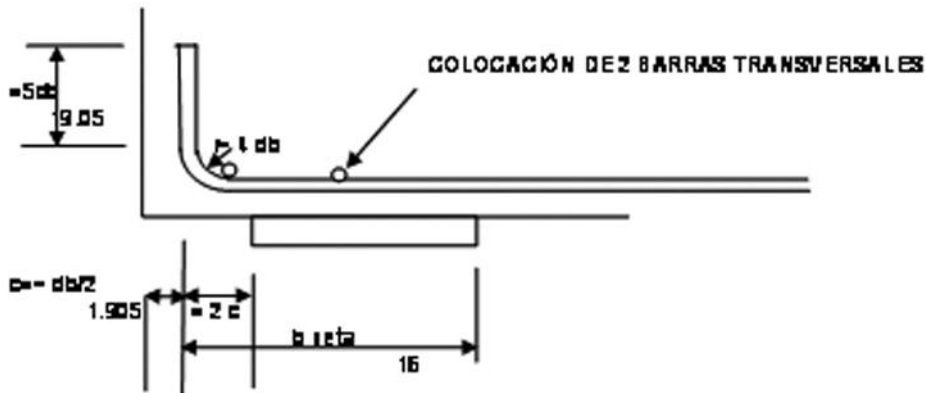
$$A_s / b s \geq 0.00383938$$

$$\beta_s = 0.8$$

Longitud de desarrollo de varilla

Según el FIP se puede reducir la longitud de desarrollo por 0.5 si se coloca un gancho a 90 grados y con refuerzo transversal

$$d_b = \text{diámetro de doblez} = 4 \text{ Dbarra} \quad 3.81 \text{ cm} \quad \text{VARS \#3}$$



$$\text{longitud de desarrollo} = \phi f_y / 4 f_{bd}$$

FIP ECUAC. 2.11

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$428.134557 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$30.58 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 3.4 \text{ MPa} \quad \text{Tabla 2.5 de FIP}$$

$$\Phi = \text{diámetro de barra} = 0.95 \text{ cm}$$

$$l_b / \Phi = 31.4804821$$

$$\text{Para nuestro caso } l_b = 29.906458 \text{ cm}$$

Pero puede ser reducido si se coloca una barra transversal de por lo menos el 25% del área de acero a anclar.

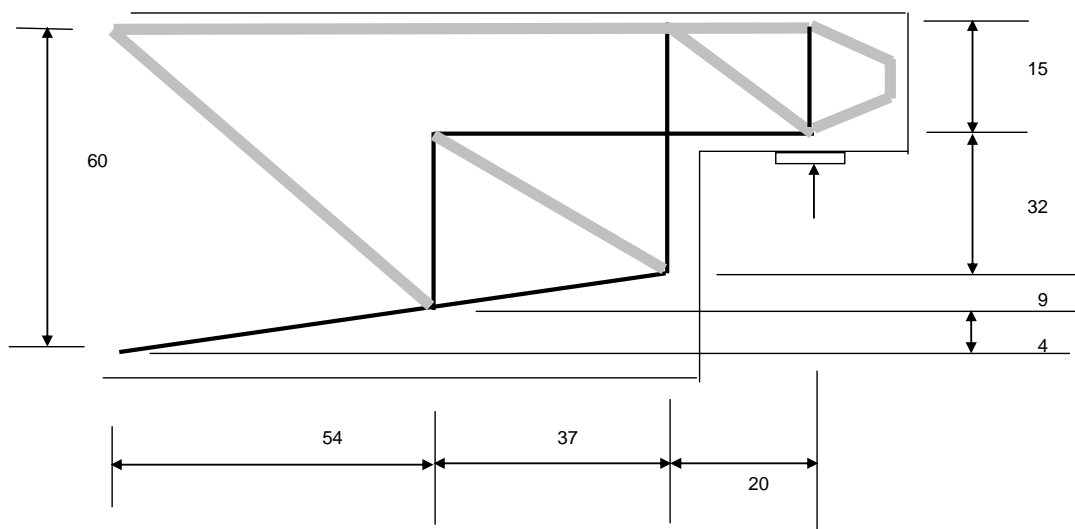
El factor de reducción α es igual a 0.5 (tabla de fig. 5.11 de FIP)

$l_{bnet} = 14.953229$ cm se tienen 16cm, por lo tanto se acepta

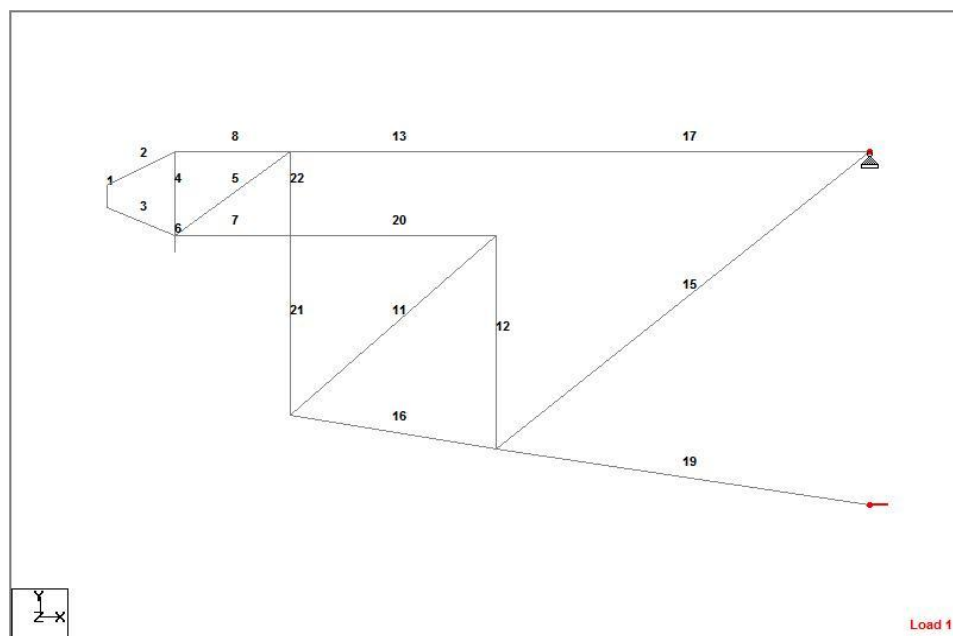
Comportamiento de extremos recortados de traves de concreto presforzado

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

GEOMETRIA DE MODELO NH



RESULTADOS DE PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL



Comportamiento de extremos recortados de trabes de concreto presforzado

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

RESULTADOS DE MODELO DE ARMADURA

Beam	L/C	Node	Axial Force Mton	TIRANTES	PUNTALES
1	1	1	2.157		2.157
2	1	2	3.454		3.454
3	1	4	7.15		7.15
4	1	4	-1.327	-1.327	
5	1	4	20.567		20.567
6	1	3	0		
7	1	4	-9.952	-9.952	
8	1	5	3.199		3.199
11	1	6	13.315		13.315
12	1	8	-8.846	-8.846	
13	1	7	19.652		19.652
15	1	8	11.52		11.52
16	1	6	15.256		15.256
17	1	12	19.652		19.652
19	1	8	6.192		6.192
20	1	13	-9.952	-9.952	
21	1	6	-12.34	-12.34	
22	1	13	-12.34	-12.34	

PUNTALES

EL ANCHO DE LOS PUNTALES SE CALCULA CON LA SIGUIENTE EXPRESION

SEGÚN AASHTO

$f_{cefcc} = 0.6 \Phi f'_{ci}$

DONDE

$\Phi = 1$ DEBIDO A QUE SE SABE LA RESISTENCIA NOMINAL DEL CONCRETO

SEGÚN FIP

LA RESISTENCIA NOMINAL DEL CONCRETO ESTA DADA POR

$f_{1cd} = \alpha f_{ck} / \gamma$

DONDE

$\alpha =$ 1 PARA CONDICIONES DE SERVICIO
0.85 PARA CONDICIONES ESTADOS LIMITES ULTIMOS
 $\gamma =$ 1 PARA CONDICIONES DE SERVICIO
1.5 PARA CONDICIONES ESTADOS LIMITES ULTIMOS

EN NUESTRO CASO TOMAREMOS VALORES DE 0.85 PARA α Y 1 PARA γ

$f_{ck} = 312$ KG/CM²

$f_{1cd} = 265.2$ KG/CM²

LA RESISTENCIA DE LOS PUNTALES ESTA DADA POR:

$FR_{cd} = f_{cd} \text{ eff } A_c$

$f_{cd} \text{ eff} = v_1 f_{ck}$ o $v_2 f_{ck}$

A_c = ÁREA DEL PUNTAL DE COMPRESION

SE TOMARA EL MAS DESFAVORABLE QUE ES $v_2 = 0.6$

QUE SON PUNTALES QUE TRANSFIEREN COMPRESION EN ZONAS DE AGRIETAMIENTO NORMAL

ENTONCES

$f_{cd} \text{ eff} = 0.6 f_{ck}$

CON UN VALOR DE

$f_{cd} \text{ eff} = 159.12$ KG/CM²

CON ESTE VALOR Y DIVIDIENDO POR EL ANCHO DE LA VIGA QUE ES DE 20 CM SE OBTIENEN LOS ANCHOS DE LOS PUNTALES

PUNTALES

Beam	PUNTALES	ANCHOS CM
1	2.157	0.678
2	3.454	1.085
3	7.15	2.247
5	20.567	6.463
8	3.199	1.005
11	13.315	4.184
13	19.652	6.175
15	11.52	3.620
16	15.256	4.794
17	19.652	6.175
19	6.192	1.946

Comportamiento de extremos recortados de trabes de concreto presforzado

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

DISEÑO DE TIRANTES

LA RESISTENCIA DE LOS TIRANTES ESTA DADA POR :

$$\begin{aligned} F_t &= A_s f_y \\ f_y &= 4200 \text{ KG/CM}^2 \\ A_s &= T/f_y \end{aligned}$$

CALCULO DE ACERO DE TIRANTES

TIRANTES

Beam	TIRANTES	As cm2	As colocado	
4	-1.327	-0.316	1.42	ESTALLAMIENTO
7	-9.952	-2.370	2.84	HORIZONTAL
12	-8.846	-2.106	2.84	VERTICAL
20	-9.952	-2.370	2.84	HORIZONTAL
21	-12.34	-2.938	3.25	VERTICAL ESQUINA

Comportamiento de extremos recortados de traveses de concreto presforzado

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

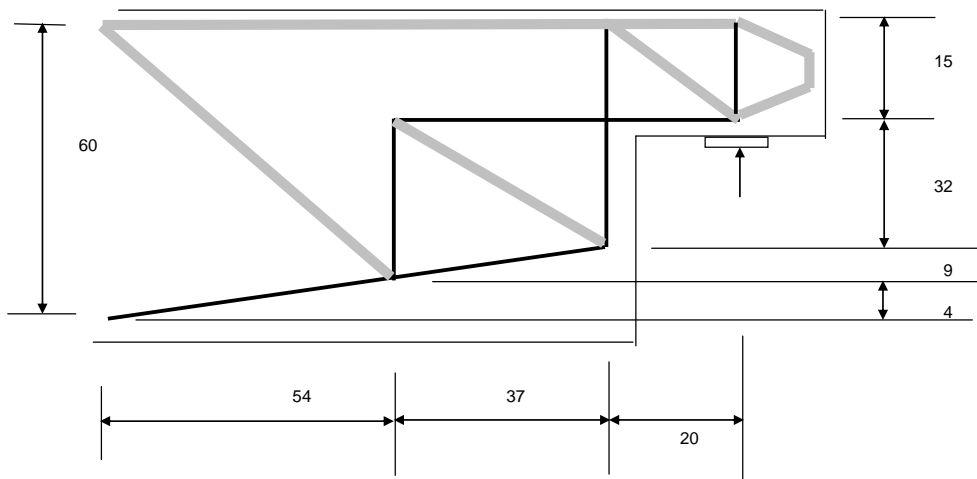
MODELO NI

MODELO 2 (NI)

ESTE MODELO ES EL RECOMENDADO POR EL CODIGO FIP, EL CUAL ES UNA COMBINACION DE LOS MODELOS 2A Y 2B MOSTRADOS A CONTINUACION. A CADA MODELO SE LE COLOCA EL 50% DE LA REACCION (7 TON)

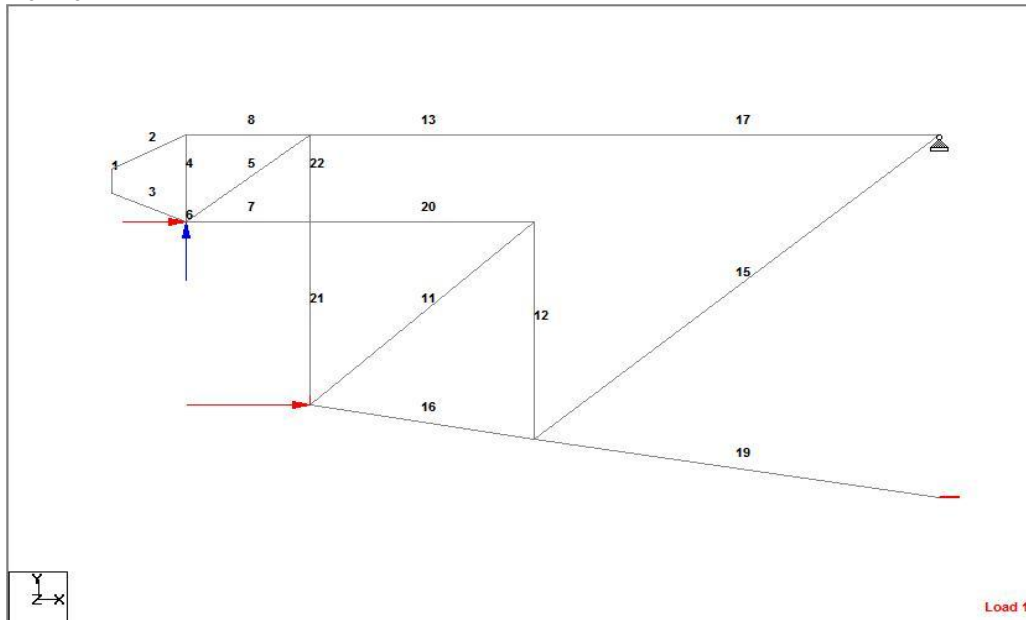
GEOMETRIA DE MODELO 2A NI

MODELO NI CON EL 50% DE LA CARGA



RESULTADOS DE PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

MODELO 2A



Comportamiento de extremos recortados de traveses de concreto presforzado

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

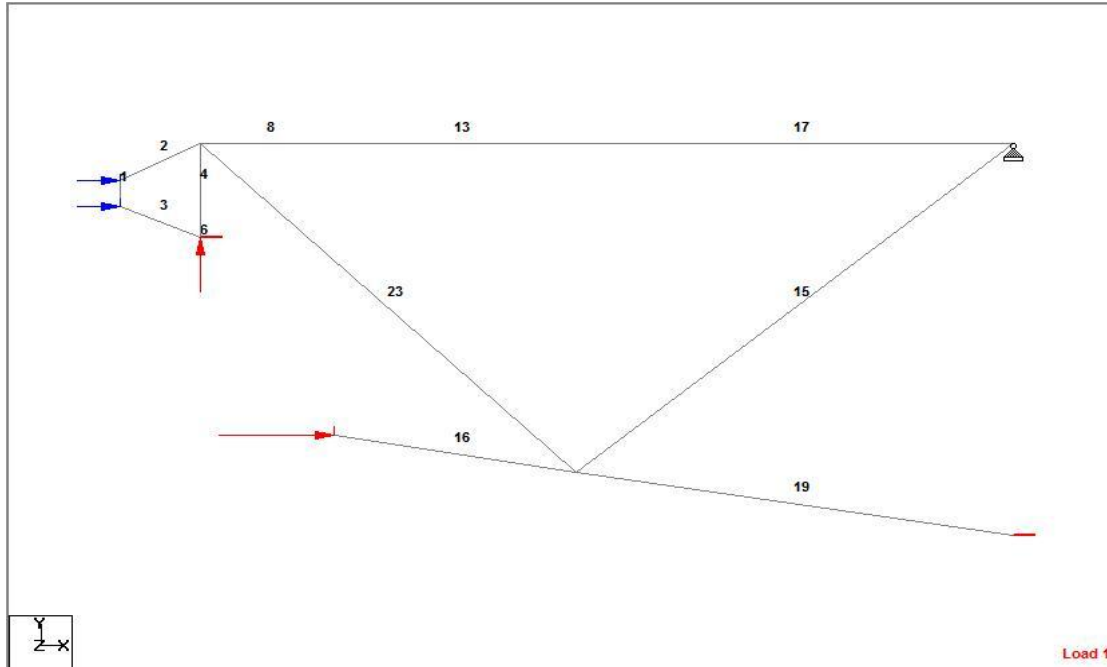
RESULTADOS

Beam	L/C	Node	Axial Force Mton	TIRANTES	PUNTALES
1	1	1	0		
2	1	2	-0.002	-0.002	
3	1	4	0.002		0.002
4	1	4	0.001		0.001
5	1	4	11.663		11.663
6	1	3	0		
7	1	4	-2.329	-2.329	
8	1	5	-0.002	-0.002	
11	1	6	3.116		3.116
12	1	8	-2.07	-2.07	
13	1	7	9.329		9.329
15	1	8	2.565		2.565
16	1	6	11.325		11.325
17	1	12	9.329		9.329
19	1	8	9.291		9.291
20	1	13	-2.329	-2.329	
21	1	6	-6.998	-6.998	
22	1	13	-6.998	-6.998	

FUERZA HORIZONTAL EN APOYO DE 7 TON (REACCION DEL MODELO 2B)

MODELO 2 B CON 50 % DE CARGA

EN ESTE MODELO SE INCORPORA LA FUERZA DEL PRESFUERZO . SE COLOCA UN APOYO HORIZONTAL EN EL NODO 6
LA REACCION EN ESTE APOYO SE LE COLOCARA AL MODELO 2A



MODELO 2B

Beam	L/C	Node	Axial Force Mton	TIRANTES	PUNTALES
1	1	1	2.303		2.303
2	1	2	3.354		3.354
3	1	4	7.79		7.79
4	1	4	3.707		3.707
6	1	3	0		
8	1	5	8.416		8.416
13	1	7	8.416		8.416
15	1	8	5.362		5.362
16	1	6	13.686		13.686
17	1	12	8.416		8.416
19	1	8	4.069		4.069
23	1	5	-7.316	-7.316	

Comportamiento de extremos recortados de trabes de concreto presforzado

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

PUNTALES

EL ANCHO DE LOS PUNTALES SE CALCULA CON LA SIGUIENTE EXPRESION

SEGÚN AASHTO

$$f_{cefc} = 0.6 \Phi f'_{ci}$$

DONDE

$$\Phi = 1 \quad \text{DEBIDO A QUE SE SABE LA RESISTENCIA NOMINAL DEL CONCRETO}$$

SEGÚN FIP

LA RESISTENCIA NOMINAL DEL CONCRETO ESTA DADA POR

$$f_{1cd} = \alpha f_{ck} / \gamma$$

DONDE

$$\alpha = \begin{matrix} 1 & \text{PARA CONDICIONES DE SERVICIO} \\ 0.85 & \text{PARA CONDICIONES ESTADOS LIMITES ULTIMOS} \end{matrix}$$

$$\gamma = \begin{matrix} 1 & \text{PARA CONDICIONES DE SERVICIO} \\ 1.5 & \text{PARA CONDICIONES ESTADOS LIMITES ULTIMOS} \end{matrix}$$

EN NUESTRO CASO TOMAREMOS VALORES DE 0.85 PARA α Y 1 PARA γ

$$f_{ck} = 312 \text{ KG/CM}^2$$

$$f_{1cd} = 265.2 \text{ KG/CM}^2$$

LA RESISTENCIA DE LOS PUNTALES ESTA DADA POR:

$$F_{Rcd} = f_{cd} \text{ eff } A_c$$

$$f_{cd} \text{ eff} = v_1 f_{ck} \text{ o } v_2 f_{ck}$$

A_c = ÁREA DEL PUNTAL DE COMPRESION

SE TOMARA EL MAS DESFAVORABLE QUE ES $v_2 = 0.6$

QUE SON PUNTALES QUE TRANSFIEREN COMPRESION EN ZONAS DE AGRIETAMIENTO NORMAL

ENTONCES

$$f_{cd} \text{ eff} = 0.6 f_{ck}$$

CON UN VALOR DE

$$f_{cd} \text{ eff} = 159.12 \text{ KG/CM}^2$$

CON ESTE VALOR Y DIVIDIENDO POR EL ANCHO DE LA VIGA QUE ES DE 20 CM SE OBTIENEN LOS ANCHOS DE LOS PUNTALES

PUNTALES

Beam	PUNTALES MOD 2A	PUNTALES MOD 2B	TOTAL	ANCHOS CM
1	0	2.233	2.233	0.702
2	-0.002	3.347	3.345	1.051
3	0.002	7.664	7.666	2.409
4	0.001	3.71	3.711	1.166
5	11.663		11.663	3.665
7	-2.33		-2.33	-0.732
8	-0.002	8.416	8.414	2.644
11	3.116		3.116	0.979
13	9.329	8.416	17.745	5.576
15	2.565	5.362	7.927	2.491
16	11.325	13.686	25.011	7.859
17	9.329	8.416	17.745	5.576
19	9.291	4.069	13.36	4.198

DISEÑO DE TIRANTES

LA RESISTENCIA DE LOS TIRANTES ESTA DADA POR :

$$F_{rt} = A_s f_y$$

$$f_y = 4200 \text{ KG/CM}^2$$

$$A_s = T / f_y$$

CALCULO DE ACERO DE TIRANTES

TIRANTES

Beam	TIRANTES	A_s cm2	A_s colocado	
4		0.000	1.42	ESTALLAMIENTO
7	-2.33	0.555	0.71	HORIZONTAL
12	-2.07	0.493	2.84	VERTICAL MENSULA INFERIOR
21	-6.998	1.666	2.54	VERTICAL ESQUINA
23	-7.316	1.742	2.54	INCLINADO

Apéndice B

Dimensionamiento y Justificación de Especimen

Comportamiento de extremos recortados de traveses de concreto presforzado

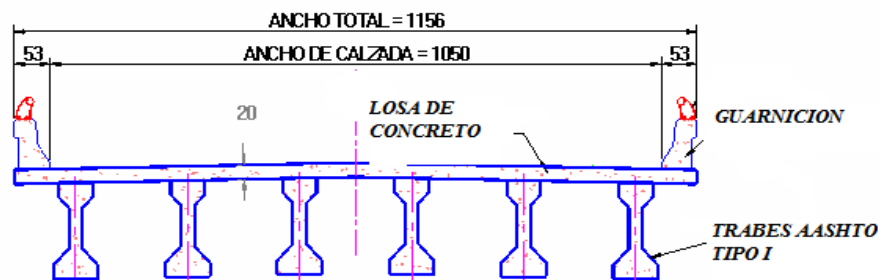
Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

DISEÑO DE VIGA POSTENSADA

SE CALCULA A CONTINUACION UNA VIGA POSTENSADA PARA UN TABLERO DE PUENTE CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:

- ^- CLARO DE 10 M DE LONGITUD
- ^- ANCHO DE CALZADA DE 10.5 M PARA 2 CARRILES DE TRANSITO
- ^- 2 GUARNICIONES LATERALES DE 0.53 M
- ^- USO DE TRABES AASHTO TIPO I CON UNA LOSA DE CONCRETO EN COLABORACION
- ^- CARGA VIVA HS-2044

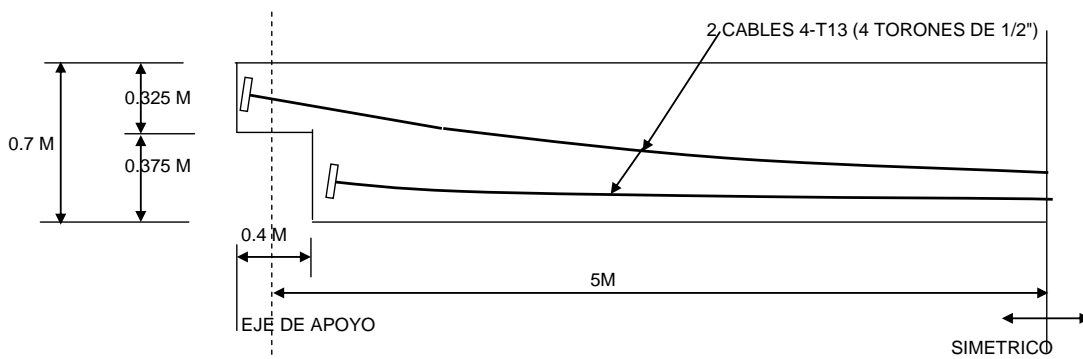
LA SECCION TRANSVERSAL SE MUESTRA A CONTINUACION:



SECCION TRANSVERSAL

DEL DISEÑO RESULTA LO SIGUIENTE:

LA TRABE AASHTO TIPO I NECESITA 2 CABLES 4-T13



LAS REACCIONES POR TRABE DEBIDAS A LA CARGA MUERTA Y A LA CARGA VIVA SON LAS SIGUIENTES:

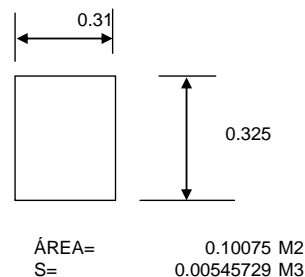
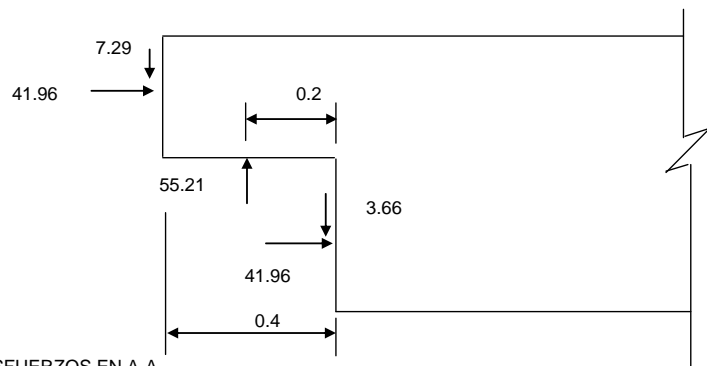
Resultados del diseño

Reacciones	
	Reaccion
carga muerta	8 TON
carga viva	15.91 TON

Comportamiento de extremos recortados de traves de concreto presforzado

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

ESFUERZOS EN EL EXTREMO



ESFUERZOS EN A-A

P= 41.96 TON
M= 8.12844898 T-M

ESFUERZOS
SUPERIOR -1073.03696 T/M²
INFERIOR 1905.89453 T/M²

DIMENSION DEL EXTREMO RECORTADO

POR CORTANTE

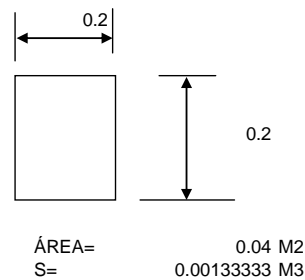
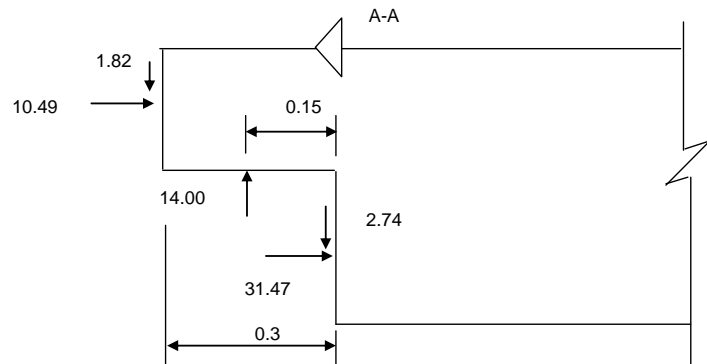
POR CAPACIDAD DEL DISPOSITIVO DE ENSAYE
EL DISPOSITIVO RESISTE 50 TON EN TOTAL POR LO TANTO
POR EXTREMO DEBERÁN CONSIDERARSE 25 TON
ESFUERZO MAX= 56 KG/CM²
CORTANTE MAXIMO= 25 TON
CON UN ANCHO DE 30 CM
ALTURA= 14.8809524 CM
ES UNA ALTURA MUY PEQUEÑA, POR LO QUE SE COLOCARA UN ANCHO
DE 20 CM
ALTURA CON ANCHO DE 20 CM= 22.3214286 CM

SE COLOCARA UNA ALTURA DE 20 CM

CALCULO DE ESFUERZOS EN EL EXTREMO RECORTADO

COLOCANDO UN CABLE T13 EN EL EXTREMO RECORTADO

ESFUERZOS EN EL EXTREMO



Comportamiento de extremos recortados de traveses de concreto presforzado

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

ESFUERZOS EN A-A

P= 10.49 TON
M= 1.55359043 T-M

CON UNA FUERZA DE DISEÑO DE 14 TON POR EXTREMO Y UN CABLE 12 T13
SE TIENEN LOS SIGUIENTES ESFUERZOS

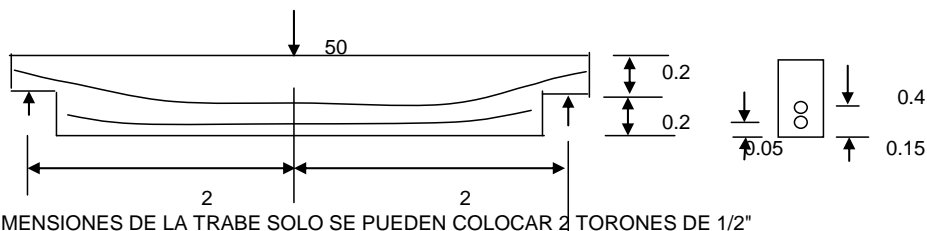
ESFUERZOS

SUPERIOR -902.972825 T/M2
INFERIOR 1427.41283 T/M2

LOS ESFUERZOS SON SEMEJANTES A LOS DE LA VIGA AASHTO

REVISIÓN DE LA VIGA AL CENTRO DEL CLARO

DEBIDO A QUE EL DISPOSITIVO ESTA RESTRINGIDO EN LAS DIMENSIONES QUE DEBE
TENER EL ESPECIMEN DE PRUEBA SE CALCULA LA FLEXION Y LOS ESFUERZOS EN UN
ESPECIMEN DE 4 M DE CLARO



POR LAS DIMENSIONES DE LA TRABE SOLO SE PUEDEN COLOCAR 2 TORONES DE 1/2"

MOMENTO= 50 T-M
M/bd²= 204.081633
MOMENTO RESISTENTE CON % MAX DE ACERO

MOMCARGA 50 T-M
MPRESF= 2.09776 T-M
P= 20.9776 TON
ESFUERZOS
SUPERIOR -8719.45 T/M2
INFERIOR 9243.89 T/M2

LA VIGA DE 40 x 40 CM NO SOPORTA LA CARGA DE 50 TON A FLEXION

SE DA A CONTINUACION UNA TABLA PARA DIMENSIONAR LA TRABE DE TAL MANERA CUMPLA LO SIGUIENTE:

- 1.- RESISTENCIA ADECUADA A FLEXION (CON MAXIMO % DE ACERO)
- 2.- RESISTENCIA ADECUADA A CORTANTE
- 3.- LONGITUD ADECUADA PARA QUE SE TENGA UNA VIGA A FLEXION CON RELACION CLARO A PERALTE POR LO MENOS DE 5

PORCENTAJE DE ACERO MAXIMO

f'c= 300 KG/CM2

fy= 4200 KG/CM2

β1= 0.83635 AASHTO 8.16.2.7

ρb= 0.85 f'c / fy (6107/ (6107+fy))

ρb= 0.03597382

Comportamiento de extremos recortados de traves de concreto presforzado

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

CON h= 40 CM									
VIGA	DIMENSIONES				CABLES		MOMactuante	As CON pb	Mresistente
	b (CM)	h (CM)	L (CM)	L/h	SUPERIOR	INFERIOR			
1	20	40	230	5	1	1	28.75	25.13	22.9426582

5VARS # 8

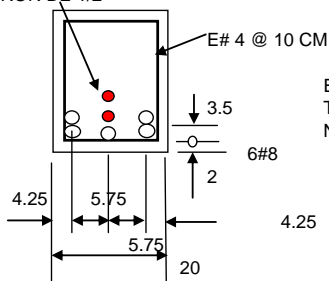
a= 20.69529412 CM

REVISIÓN A CORTANTE			
Vmax	VCR	VS	As
19.2325328	3.84650656	21.1534934	2.40356299

NO PASA POR CORTANTE

Vmax < 25 TON

TORON DE 1/2"



ES DEMASIADO REFUERZO Y AUN CON EL MAXIMO NO SE LOGRA RESISTIR EL MOMENTO
TAMBIEN SE TIENE DEMASIADA CONGESTION DE REFUERZO
NO RESISTE EL CORTANTE DE 25 TON

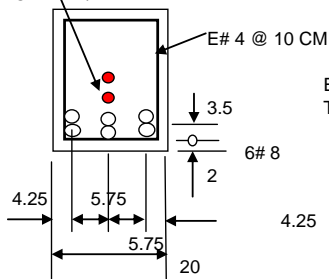
CON h= 50 CM									
VIGA	DIMENSIONES				CABLES		MOMactuante	As CON pb	Mresistente
	b (CM)	h (CM)	L (CM)	L/h	SUPERIOR	INFERIOR			
1	20	50	280	5	1	1	35	28.8	35.5344904

6VARS # 8

a= 23.71764706 CM

REVISIÓN A CORTANTE			
Vmax	VCR	VS	As
25.8550883	5.17101767	19.8289823	1.67596247

TORON DE 1/2"

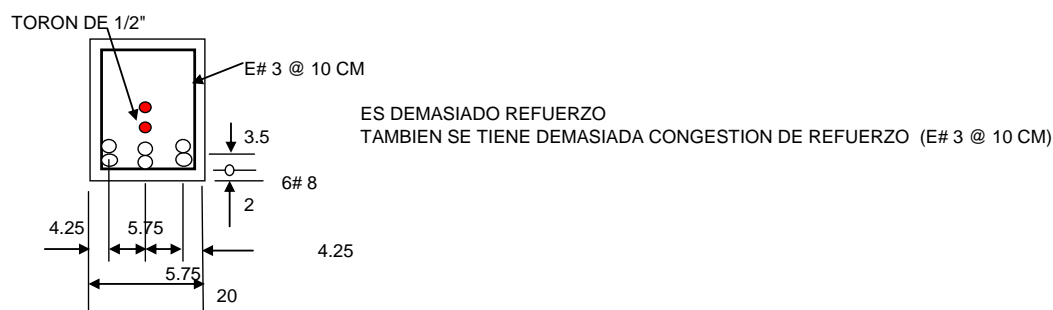


ES DEMASIADO REFUERZO
TAMBIEN SE TIENE DEMASIADA CONGESTION DE REFUERZO (E# 4 @ 10 CM)

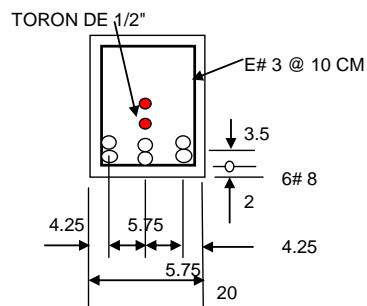
Comportamiento de extremos recortados de traves de concreto presfuerzo

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

CON h= 60 CM									
	DIMENSIONES				CABLES				
VIGA	b (CM)	h (CM)	L (CM)	L/h	SUPERIOR	INFERIOR	MOMactuante	As CON pb	Mresistente
1	20	60	330	5	1	1	41.25	35.2	53.2302268
							6VARS # 8		
REVISIÓN A CORTANTE					a= 28.98823529 CM				
Vmax	VCR	VS	As						
31.6006635	6.32013271	18.6798673	1.29177678						



CON h= 70 CM									
	DIMENSIONES				CABLES				
VIGA	b (CM)	h (CM)	L (CM)	L/h	SUPERIOR	INFERIOR	MOMactuante	As CON pb	Mresistente
1	20	70	380	5	1	1	47.5	41.6	74.4893026
							6VARS # 8		
REVISIÓN A CORTANTE				a= 34.25882353 CM					
Vmax	VCR	VS	As						
37.3462387	7.46924774	17.5307523	1.53870311						

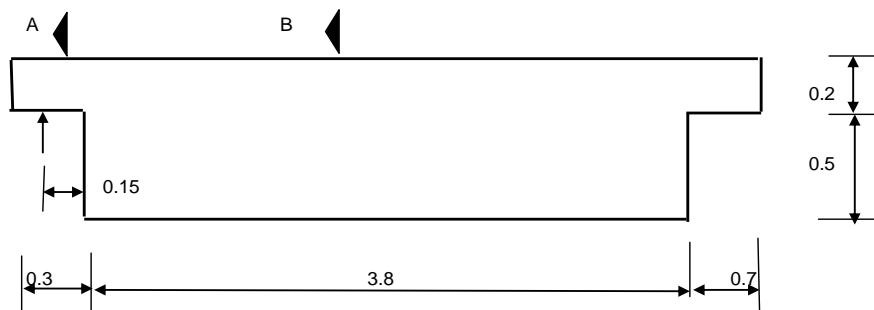


SE DEJA ESTE PERALTE , YA QUE ES EL QUE TIENE MENOR REFUERZO Y SE COMPENSARA CON EL PRESFUERZO
EN ESTE PERALTE SE PUEDE COLOCAR MAS PRESFUERZO EN LA PARTE INFERIOR DE LA TRAVE
EL REFUERZO POR CORTANTE NO ES TAN DENSO Y PERMITE COLOCAR EL REFUERZO DEL EXTREMO
SIN DEMASIADA CONGESTION

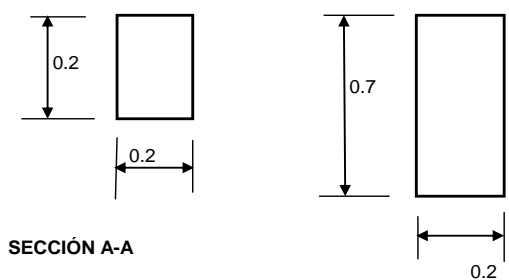
Comportamiento de extremos recortados de traves de concreto presforzado

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

ESFUERZOS EN ESPECIMEN PROPUESTO



ACOTACIONES EN METROS



SECCIÓN A-A

SECCIÓN B-B

CARGA CORTANTE V PROPUESTA

V= 14 TON
 PRESFUERZO
 P= 11.238 TON 1 CABLE DE 1/2"

ESFUERZOS EN EL EXTREMO RECORTADO

ESFUERZOS ULTIMOS

FUERZA DE PRESFUERZO
 P= 11.238 TON
 M= $V_u \cdot exc = 2.1$ T-M
 $V_u = 14$ TON
 exc= 0.15 M

P/A= 280.95 T/M2
 M/S= 1575 T/M2

ESF INFERIOR	-1294.05	T/M2	TENSIÓN
ESF SUPERIOR	1855.95	T/M2	COMPRESION

ESFUERZOS EN SERVICIO

FUERZA DE PRESFUERZO
 P= 11.238 TON
 M= $V_u \cdot exc = 1.1193$ T-M
 $V_{serv} = 7.462$ TON $V_{serv} = 0.533 V_u$
 exc= 0.15 M

P/A= 280.95 T/M2
 M/S= 839.475 T/M2

ESF INFERIOR	-558.525	T/M2	TENSIÓN
ESF SUPERIOR	1120.425	T/M2	COMPRESION

ESFUERZOS CORTANTES

ULTIMOS

$V_u =$	14	TON
ESFUERZO=	350	T/M2

Comportamiento de extremos recortados de traveses de concreto presforzado

Apéndice B. Dimensionamiento y justificación del espécimen de prueba

COMPARATIVA DE ESFUERZOS

	TRABE AASHTO TIPO I		ESPECIMEN ENSAYE	
	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR
	T/M2	T/M2	T/M2	T/M2
ESFUERZOS ULTIMOS	1945	-1043	1856	-1294
ESFUERZOS EN SERVICIO	1567	-0.32	1120	-559
ESFUERZOS CORTANTES	482.49		350	

LA COMPRESION DEBIDA AL PRESFUERZO EN EL EXTREMO RECORTADO AUMENTA LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LA SIGUIENTE MANERA:

DE ACUERDO A AASHTO SECCION 9.20.2.3 EL ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE DE UNA VIGA DE CONCRETO PRESFORZADO SE CALCULA CON LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$v_{cw} = (3.5 f'c^{1/2} + 0.3 f_{pc}) \quad \text{EN PSI}$$

$$v_{cw} = (0.93 f'c^{1/2} + 0.3 f_{pc}) \quad \text{EN KG/CM}^2$$

DONDE

$$f_{pc} = P/A = 28.095 \text{ KG/CM}^2 \quad \text{ESFUERZO DEBIDO AL PRESFUERZO AL CENTROIDE DE LA SECCION}$$

$$f'c = 300 \text{ KG/CM}^2 \quad \text{RESISTENCIA NOMINAL DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS}$$

LA RESISTENCIA DEL CONCRETO AL CORTANTE ESTA DADO POR EL TERMINO $3.5 f'c^{1/2}$ Y LA RESISTENCIA ADICIONAL POR LA COMPRESION DEL PRESFUERZO ES EL TERMINO $0.3 f_{pc}$. ESTE TERMINO ARROJA UN AUMENTO DEL ESFUERZO CORTANTE DE :

$$V_{\text{presfuerzo}} = 8.4285 \text{ KG/CM}^2$$

COMPARADO CON EL QUE RESISTE EL CONCRETO QUE ES:

$$v_{cr} = 0.93 f'c^{1/2} = 16.108 \text{ KG/CM}^2$$

LO CUAL REPRESENTA EL 52%

EL ESPECIMEN DE ENSAYE TIENE UN 95% DE LOS ESFUERZOS DE LA TRABE AASHTO ORIGINAL, LO CUAL SE CONSIDERA ACEPTABLE PARA QUE LOS RESULTADOS SEAN COMPARABLES, ADEMÁS EL ESFUERZO DE COMPRESION EN EL ESPECIMEN DE ENSAYE LOGRA MEJORAR EL ESFUERZO CORTANTE EN UN 52%, ADEMÁS DE QUE ESTA COMPRESION DISMINUYE LOS ESFUERZOS DE TENSION EN EL EXTREMO RECORTADO. CABE ACLARAR QUE EL ESPECIMEN DE ENSAYE FUE PROPUESTO EN BASE A LAS RESTRICCIONES DE DIMENSIONES Y CAPACIDAD DEL DISPOSITIVO DE

REFERENCIAS

1. - Código AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (2004). *Published by American Association of State Highway and Transportation Officials.*
2. - “CEB – FIP Model Code (1990), Design Code”, *Comité Euro-International du Beto, Thomas Telford, 1993.*
3. - Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges (AASHTO). *Published by American Association of State Highway and Transportation Officials.*
- 4.- FIP Recommendations (1999), Practical Design of Structural Concrete, FIP Congress Amsterdam May 1999, *Federation Internationale de la Precontrainte, Published by Telford London 1999.*
5. - Gregor P. Wollmann and Carin L. Roberts- Wollmann (1996). “Anchorage Zone Design”, Chapter VIII, Post-tensioning Institute Manual
- 6.- Muttoni A., J Schwartz, “Design of Concrete structures With Stress fields”, *Birkhäuser Basel Boston Berlin.*
7. - Mattock Alan H. and Teddy S. Theryo (1986), “Strength of Precast Prestressed Concrete Members with Dapped Ends”. *PCI Specially Funded R&D Program, PCISFRAD No. 6.*
8. - Mattock Alan H. and Timothy C. Chan (1979), “Design and Behavior of Dapped End Beams, *PCI Journal / November – December 1979.*
9. - Christian Menn (1990), “Prestressed Concrete Bridges”, *Birkhäuser Basel Boston Berlin.*
10. - Schlaich Jörg, Kurt Schäfer, Jennewein Mattias, (1987) “Toward a Consistent Design of Structural Concrete”, *PCI Journal / May-June 1987.*

- 11.- González C. Oscar y F. Robles Fernández V., (2006) “Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado”, Editorial Limusa, México.
- 12.- L. B. Kriz and C. H. Raths, (1965) “Connections in Precast Concrete Structures – Strength of Corbels”, *Journal of the prestressed Concrete Institute*, Vol. 10, No. 1, Febrero.
13. - Franz G. y H. Niedenhoff, (1963) “The Reinforcement of Brackets and Short Deep Beams”, *Cement and Concrete Association*, Library Translation No. 114, Londres.
14. - PCI *Design Handbook - Precast and Prestressed Concret*, (1985) Third Edition, Prestressed Concrete Institute, Chicago, Illinois,
- 15.- ACI Subcommittee 445-1 (2002) “Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models” , *American Concrete Institute* ,Farmington Hills Michigan